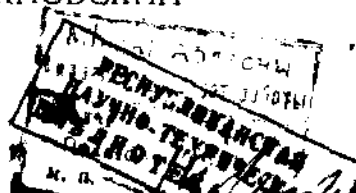


7651
024
с22

624.012.35/46

с22

К. В. САХНОВСКИЙ



ДЕП

1854

ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ СООРУЖЕНИЯ

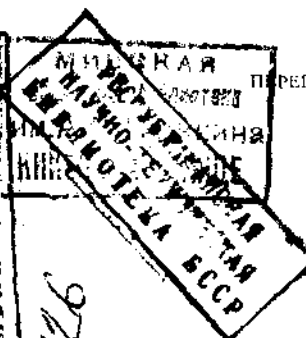
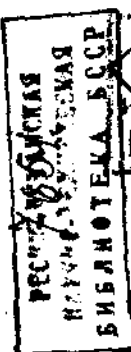
ЧАСТЬ I

ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О ЖЕЛЕЗОБЕТОНЕ. ОПЫТНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ
ПЕРЕКРЫТИЯ. СТОЛБЫ И КОЛОННЫ. РАМНЫЕ КОНСТРУКЦИИ

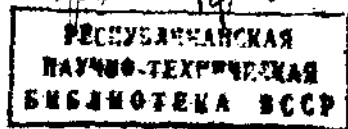
ИЗДАНИЕ 3-е

ПЕРЕРАБОТАННОЕ И ДОПОЛНЕННОЕ

8 MAR 1956



46126



ГОСУДАРСТВЕННОЕ НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКОЕ ИЗДАТЕЛЬСТВО
МОСКВА 1932 ЛЕНИНГРАД

Сдано в набор 17 июня 1931 г.
Поступило к печати 13 декабря 1931 г.
Формат бумаги 72 X 110.
Количество печатных листов 27.
Количество печ. знаков в листе 62400.

Отв. редактор Е. В. Пулькина.
Техн. редактор Ф. С. Лысая.

НС 1.
Ленинградский Областлит № 25325.

Заказ № 367.

ОГИЗ № 799/Л.
Тираж 20000 экз.

В-я типография ОГИЗа РСФСР „Красный Печатник“, Ленинград, Международный пр., 75а.

ПРЕДИСЛОВИЕ АВТОРА.

Предлагаемый курс железобетонных сооружений состоит из двух частей. В первой части даются общие сведения о железобетоне, его теория, и рассматриваются разнообразные конструкции перекрытий, отдельных опор и рам, с теоретическим их освещением и параллельным изложением способов расчета, подкрепленных подробными примерами; во второй части курса разбираются остальные части железобетонных зданий и наиболее важнейшие и типичные инженерные сооружения разных назначений и, наконец, швы расширения и производство железобетонных работ.

Так как в первой части при разборе указанных конструкций исчерпываются основные железобетонные элементы и способы их расчета (подбор сечений и проверка напряжений), то во второй части относительно расчета отдельных конструкций и сооружений даются только общие указания и непосредственно на примерах, в большинстве взятых из практики последнего времени, отмечаются те особенности расчета, которые свойственны этим сооружениям, как выполняемым из железобетона.

Такой порядок изложения курса, как показала практика ряда лет преподавания этого предмета в Военно-технической академии, позволяет почти сразу (с 3-го занятия) приступать к практическим упражнениям по проектированию и расчету железобетонных конструкций, начиная с самых простейших—перекрытий по железным балкам (плит) и переходя затем к более сложным—ребристым и безбалочным перекрытиям, рамным конструкциям и, наконец, к разного рода сооружениям.

При составлении курса преследовалась цель—дать учебник, который мог бы служить и практическим пособием при проектировании и расчете железобетонных сооружений. Поэтому, кроме стремления изложить в возможно сжатой форме современное состояние теории железобетона, методов расчета и основ конструирования, а также и производства работ, применительно к действующим в СССР Техн. усл. и нормам, много уделено внимания на классификацию конструкций и сооружений и практических способов их расчета, а также и на выбор из обширной отечественной и иностранной (преимущественно немецкой) литературы и непосредственно из практики наиболее употребительных и применимых к условиям нашей страны образцов. Однако, местами в курсе отмечаются и некоторые конструкции недавнего прошлого, ставшие, благодаря быстрому развитию железобетона, уже достоянием его истории, но в то же время и указывающие пути, по которым шло совершенствование железобетонных сооружений. Настоящая первая часть курса является 3-м изданием; первые два были выпущены в литографированном виде Военно-технической академией в 1924 и 1927 гг.

Непрерывно продолжающееся развитие теории и практики железобетона приводит к частым изменениям правительственных норм и технических условий,—что делает и курс с каждым изданием меняющимся в большей или меньшей степени. В этом издании, кроме вв. норм 1926 г., учтены „Единые нормы строительного проектирования 1930 г.“ и проект новых норм, самые же Технические условия и нормы 1931 г. (почти во всем соответствующие проекту), как вышедшие после набора всей книги, приведены в извлечении („Раздел второй“) в виде приложения.

ОГЛАВЛЕНИЕ.

Предисловие	СТР. 3

Глава I. Общие сведения о железобетоне.

§ 1. Сущность железобетона	7
§ 2. Краткий исторический очерк развития железобетона	8
§ 3. Область применения железобетона	11
§ 4. Арматура	13
§ 5. Свойства и качества железобетона (положительные и отрицательные)	17
§ 6. Основные равноудаленности железобетонных конструкций	21

Глава II. Опытные исследования и основные положения для расчета железобетонных конструкций.

§ 7. Сжатие или сопротивление скольжению забетонированного железа	29
§ 8. Модуль упругости бетона	32
§ 9. Распределение напряжений в поперечном сечении при изгибе	34
§ 10. Сопротивление изгибу	36
§ 11. Растяжимость бетона в железобетонных конструкциях	38
§ 12. Сопротивление бетона скалыванию	40
§ 13. Усадка бетона и начальные напряжения	41
§ 14. Характер разрушения железобетонных изгибаемых конструкций	43
§ 15. Стадии напряжения	47
§ 16. Об общепринятом способе расчета	48

Глава III. Перекрытия (междуэтажные).

§ 17. Общие сведения	50
§ 18. Пола и штукатурка потолков	51

А. Плоские перекрытия по стальным балкам.

§ 19. Обыкновенное перекрытие (Монье)	52
§ 20. Перекрытие с опорными утолщениями (инж. Кенена)	56
§ 21. Перекрытие с арматурой из цельно-решетчатого металла	58
§ 22. Перекрытие Матраи	60
§ 23. Расчет плоских перекрытий (плит)	62
1. Плиты и балки с одиночной арматурой	63
а) Проверка заданного сечения	63
б) Подбор сечения	70
2. Плиты и балки с двойной арматурой	79
а) Проверка заданного сечения	80
б) Подбор сечения	82
§ 24. Железобетонные перекрытия	87
1. Перекрытие Клейна (Klein)	87
2. Перекрытие Шурмана (Schurman)	88
3. Перекрытие инж. Гладкова	89
4. Перекрытие Фёрстера (Förster)	89
§ 25. Расчет железобетонных перекрытий	91
§ 26. Стекло-железобетонные перекрытия	96

Б. Ребристые перекрытия.

§ 27. Перекрытие Геннебика (Hennebique) и его разновидности	98
§ 28. Современная конструкция ребристого перекрытия	101
1. Составные части перекрытия	101
2. Конструкция неразрезных плит	103
3. Конструкция балок	106
4. Кассетные потолки	116

§ 29. Ребристые перекрытия с особой арматурой (унитарной)	117
1. Перекрытие с арматурой Капа (Kahn)	118
2. Перекрытие с цельно-решетчатыми балками	119
3. Перекрытие с железом „Bulb“ сист. Польмана (Pohlmann)	120
§ 30. Расчет ребристых перекрытий	121
1. Предварительные сведения	121
2. Тавровые балки с одиночной арматурой	130
а) Проверка заданного сечения	130
б) Подбор сечения в пролете	133
в) Подбор сечения над опорой	136
3. Тавровые балки с двойной арматурой	137
а) Проверка заданного сечения	137
б) Подбор сечения	138
4. Несимметричные балки с одно- и двоякой плитой (бортовые балки)	138
§ 31. Расчет на скалывающие и главные (косые) растягивающие напряжения	146
1. Скалывающие напряжения	146
2. Главные напряжения	151
3. Расчет отогнутых (косых) стержней и хомутов	153
§ 32. Проверка на сцепление арматуры с бетоном	180
§ 33. Проверка растягивающих напряжений в бетоне	182
§ 34. Проверка на кручение	184
1. Опытные исследования	184
2. Расчет на кручение балок прямоугольного сечения	185
§ 35. Плиты с перекрестной арматурой („четырехсторонние“ плиты)	190
1. Опытные исследования	190
2. Расчет плит с перекрестной арматурой	192
3. Конструктивные особенности плит с перекрестной арматурой	197
4. Расчет балок при плитах с перекрестной арматурой	200
5. Расчет кессонных перекрытий	203
§ 36. Пустотелые перекрытия	215
1. Декоративные потолки	216
2. Перекрытия с частыми ребрами и подшивкой снизу	218
3. Перекрытия с пустотелыми настилами	219
4. Расчет пустотелых перекрытий	219

В. Безбалочные плоские перекрытия (грибовидные).

§ 37. Разновидности безбалочных перекрытий	231
§ 38. Расчет безбалочных („грибовидных“) перекрытий	236

Г. Сводчатые перекрытия.

§ 39. Конструкция сводчатых перекрытий	255
1. Своды Монье	256
2. Своды Мелана	257
3. Своды Гевебека	258
§ 40. Расчет железобетонных сводов	258

Д. „Сборные“ перекрытия, составляемые из готовых частей.

§ 41. Перекрытия, составляемые из отдельных плит	260
§ 42. Перекрытия, составляемые из балочных элементов	260
§ 43. Расчет „сборных“ перекрытий	267

Глава IV. Стойки, столбы и колонны.

§ 44. Типы колонн	269

А. Стойки и столбы с обыкновенной арматурой.

§ 45. Опытные исследования	269
§ 46. Конструкция стоек (столбов)	272
§ 47. Расчет стоек (столбов) с центральной нагрузкой	276

Б. Колонны со спиральной арматурой („бетон в обойме“).

§ 48. Опытные исследования	282
§ 49. Конструкция колонн из бетона в обойме	284
1. Колонны Консидера	284
2. Колонны проф. Абрамова	286
§ 50. Расчет колонн из бетона в обойме	287

В. Колонны из бетона в обойме с чугунным сердечником („чугун в обойме“).

§ 51. Конструкция колонн Эмпергера (Emperger)	294
§ 52. Расчет колонн Эмпергера	296

Г. Система свободных связей ниж. Некрасова.

§ 53. Конструкция столбов	298

Глава V. Внецентренное сжатие.

§ 54. Общие сведения	299
§ 55. Расчет прямоугольного сечения при внецентренном сжатии	300
1. В сечении возникают только сжимающие напряжения	300
2. В сечении возникают как сжимающие, так и растягивающие напряжения	305
§ 56. Расчет таврового сечения при внецентренном сжатии	318
§ 57. Расчет поперечных сечений произвольного вида (графический способ)	321

Глава VI. Рамные конструкции.

§ 58. Типы рам	324
§ 59. Конструкция рам	326
1. Однопролетные рамы	327
2. Многопролетные и многоярусные рамы	333
§ 60. Расчет рам	337
1. Однопролетные рамы	339
2. Многопролетные и многоярусные рамы	345

Приложения.

I. Извлечение из Технических условий и норм проектирования и возведения железобетонных и бетонных конструкций и сооружений 1931 г. (Раздел второй)	377
II. Таблица веса в тонах одного кубического метра различных материалов	393
III. Полезные нагрузки (по Единым нормам строительного проектирования 1931 г.)	394
IV. Моменты и перерезывающие силы неразрезных балок с равными пролетами (таблица Вивклера)	397
V. Моменты, перерезывающие силы и опорные реакции для неразрезных балок с равными пролетами при равномерно распределенной нагрузке и при одинаковых сосредоточенных грузах на равных расстояниях (таблица Менша)	399
VI. Данные для расчета неразрезных неразносторонних балок (плит)	410
VII. Таблица (Лезера) для расчета плит с перекрестной арматурой	412
VIII. Таблицы для расчета четырехсторонних плит (по работам проф. Галеркина)	415
IX. Таблица для расчета двух- и бесшарнирных арок	418
X. Таблица (Элерса-Янга) для определения площади железа в прямоугольных сечениях с внецентренной нагрузкой	420
XI. Формулы для расчета однопролетных (двустосчных) рам	424
XII. Таблица сечений круглого железа в мм.	429
XIII. Таблица круглого железа, в см.	430
XIV. Таблица для определения наибольшего числа стержней, укладываемых в один ряд на ширине балки b	431
Указатель литературы	432

ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О ЖЕЛЕЗОБЕТОНЕ.

§ 1. Сущность железобетона.

Железобетон, как показывает само название, есть сочетание двух различных по своим механическим свойствам материалов — железа и бетона — для совместного сопротивления внешним силам.

Бетон сам по себе, как и всякий камень, сопротивляется растяжению в значительно меньшей степени чем сжатию, что должно вызывать крайне непропорциональное усиление бетонных частей, подвергающихся растяжению.

Действительно, так как бетон сопротивляется сжатию в 10 — 15 раз более чем растяжению, то в бетонной балке, подвергающейся при изгибе в элементах выше нейтрального слоя сжатию, а в нижележащих — растяжению (черт. 1), размеры ее потребуются приурочить к слабому сопротивлению бетона растяжению.

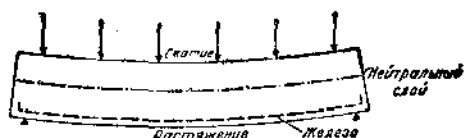
При таких условиях для уменьшения размеров поперечного сечения балки представляется желательным ввести в нижнюю растягиваемую часть ее такой материал, который мог бы усилить сопротивление его растяжению. Таким материалом является железо, включение которого в сырую массу бетона не представляет затруднений.

Совместная же работа столь различных по существу материалов в качестве одного целого тела является не только возможной, но и выгодной благодаря следующим свойствам.

1) Бетон способен при затвердевании прочно сцепляться с железом, вследствие чего при действии внешних сил оба материала работают солидарно, т. е. соседние волокна бетона и железа получают одинаковые деформации. При этом железо, как более прочный материал, обладающий меньшим (в 12 — 15 раз) „коэффициентом удлинения“ *, воспринимает сравнительно с бетоном и соответственно большее количество усилий (на единицу площади сечения), передаваемых составному телу, а следовательно, при относительно небольшом сечении заключенного в бетон железа влияние его будет значительным и усилит составленный из бетона и железа монолит.

Наличие сцепления между обоими материалами является главной причиной их совместной работы.

2) Железо и бетон обладают почти одинаковым коэффициентом расширения (для бетона — от 0,0000148 до 0,000010 ** и для железа — 0,000012, т. е. разнятся лишь в шестом десятичном знаке),



Черт. 1.

* Величина, обратная модулю упругости E , т. е. $\alpha = \frac{1}{E} = \frac{\epsilon}{\sigma}$, где ϵ — относительное удлинение и σ — напряжение.

** В зависимости от соотношения составных частей и свойств инертных материалов.

вследствие чего при переменах температуры в составном материале могут возникать только незначительные внутренние напряжения, исключаящие появление каких-либо вредных деформаций.

В то же время бетон, как сравнительно плохой проводник тепла, предохраняет железо от резких перемен температуры.

3) Бетон предохраняет заключенное в нем железо от ржавления, что доказано непосредственными опытами и постоянно подтверждается при разломке старых железобетонных сооружений. Это свойство, однако, связано с требованием, чтобы бетон был плотным и достаточно жирным.

Таким образом в железобетоне, при обеспеченной сохранности железа, достигается выгодное использование обоих материалов, заставляя бетон воспринимать преимущественно сжимающие напряжения, а железо — растягивающие.

§ 2. Краткий исторический очерк развития железобетона.

Изобретателем железобетона обыкновенно считается парижский садовник Иосиф Монье (J. Monier), который в 1867 г. взял свой первый патент. Он заменял большие деревянные кадки более прочными, с тонкими стенками из проволочной сетки, обмазанной с обеих сторон цементным раствором. За первым патентом на цветочные кадки последовали другие на изготовление резервуаров, труб, плит, сводов и т. п. Не имея никакого понятия о статическом действии своих сооружений, Монье принужден был все свои работы исполнять чисто эмпирически.

Надо заметить, что идея железного остова, покрытого цементным раствором, появилась еще до Монье, в пятидесятых годах прошлого столетия, у француза Ламбо (Lambot) и у американца Гюатт (Huatt). В 1855 г., на всемирной выставке в Париже, Ламбо выставил лодку, сделанную также из проволочной сетки, обмазанной цементным раствором, а Гюатт около этого времени производил уже опыты с армированными балками и дал описания многих конструкций, характеризуемых включением железа в бетон. Затем, на всемирной выставке в 1867 г. рядом с работами Монье выступил также француз Ф. Куанье (F. Coignet), который еще в 1861 г. предложил свои конструкции перекрытий, сводов и труб, основанных на принципе железобетона.

Заслуга Монье заключается в том, что он с большой настойчивостью, не боясь временных неудач, твердо проводил свою идею, закрепляя ее патентами и добиваясь действительных результатов.

В начале работы Монье все же имели ограниченное распространение. Только с 1884 г., когда патенты Монье проникли в Германию и были приобретены фирмами Фрейтаг и Гейдшук в Нейштадте * и Мартенштейн и Жоссо в Оффенбахе, а также инж. Вайсом в Берлине, — дело железобетонного строительства стало на твердую почву.

Инж. Вайсом и проф. Баушингером, при материальной поддержке обеих упомянутых фирм, сразу было предпринято производство первых научных опытов над конструкцией Монье по определению ее прочности, огнестойкости, сохранности железа в бетоне, силы сцепления железа с бетоном и пр.

Параллельно с этими опытами инж. М. Кенен занялся теоретической разработкой вопросов, касающихся работы железа в бетоне и самого расчета конструкции. Им впервые было высказано и опытами подтверждено, что железо должно располагаться в тех частях конструкции, где можно ожидать растягивающих усилий. Это указание, само по себе очевидное, имело в то время большое значение, так как железо, по Монье, укладывалось в середине толщины плиты, где при изгибе нормальных напряжений ожидать нельзя.

* С 1892 г. — фирма Вайс и Фрейтаг (с 1900 г. — акционерное о-во).

В 1887 г. Вайсом была издана брошюра о системе Монье, с описанием результатов произведенных опытов, и в ней же Кененом был изложен первый метод расчета железобетонных плит. Это сильно подняло доверие к новому материалу, особенно среди инженерных кругов, и послужило к более широкому распространению железобетона в Германии и в Австро-Венгрии.

Во Франции дальнейшее развитие системы Монье, а также и целого ряда других „систем“, как Куанье, Коттансена, Борденава, Бонна и др., шло сравнительно медленнее, чем в Германии. Но в 1892 г. там выступил Франсуа Геннебик со своей системой, которая перенесла все внимание на выполнение так называемых ребристых плит. При этой конструкции стало ненужным применение железных балок, и таким образом им был достигнут метод возведения монолитных железобетонных сооружений. Геннебик из железобетона выполнял не только плиты и балки, но также колонны и фундаменты; затем им были введены забиваемые копром железобетонные сваи, получившие сразу большое распространение. Следует еще отметить, что в своей ребристой конструкции он первый применил железо для усиления бетона против скалывающих усилий.

Вскоре же Геннебик открыл отделения своей фирмы не только во всех больших городах Франции, но и в других европейских государствах.

В Америке в это время, независимо от Геннебика, также значительно было подвинуто применение железобетона в крупных размерах, благодаря работам инж. Рансома, предложившего свою систему балок. Там же с 1894 г. получает большое распространение для сооружения мостов система Мелана (впервые предложенная им в Австрии), арматуру которой составляют железные балки и целые железные конструкции (решетчатые арки).

Распространение железобетона вызвало изобретение целого ряда новых „систем“ железобетонных конструкций, которые, по существу, сводились к системам Монье и Геннебика. Все отличие их друг от друга и от основных систем заключалось, главным образом, в различной форме поперечного сечения стержней арматуры, в их расположении и в некоторых несущественных деталях.

Возможность всестороннего применения железобетона особенно ярко показала всемирная выставка в Париже в 1900 г., где большинство выставочных зданий, грандиозных и художественных, было построено из железобетона.

Из многих исследователей железобетона следует упомянуть французского инженера Консидера (Considère), предложившего в 1902 г. особую систему соединения железа с бетоном, в которой бетон охвачен железной спиралью и подвергается всестороннему сжатию.

Развитию железобетонного строительства много способствовали выработанные Союзом германских инженеров и архитекторов и утвержденные Прусским министерством общественных работ в 1904 г., а затем дополненные в 1907 г., расчетные формулы и правила производства работ железобетонных сооружений.

Нельзя не упомянуть также о Германской железобетонной комиссии, которая была образована в 1906 г. для производства дальнейших систематических опытов. Этой комиссией, в соответствии с развитием теории, опытных данных и практики железобетона, Нормы 1907 г. были переработаны в Нормы 1916 г., а в сентябре 1925 г. опубликованы новые Германские нормы, во многом отличающиеся от предыдущих и дающие много ценных указаний как относительно конструирования, так и расчета современных железобетонных сооружений.

Большим приобретением последнего времени (с 1926 г.) в области железобетонных конструкций являются пространственные системы в виде тонкостенных сводчатых покрытий („оболочек“) и куполов Цейса-Дивидига, дающие возможность экономически выгодно перекрывать большие про-

странства. Появление этих конструкций обязано, главным образом, работам трех немецких инженеров — Бауэрсфельда, Диппингера и Финстервальдера.

В прочих странах Европы постепенное развитие железобетона шло, главным образом, благодаря немецким и французским работам.

Что касается САСШ, то там, в противоположность точным и всесторонним научным исследованиям в Германии и во Франции, долгое время все внимание было направлено преимущественно на выработку всевозможных форм стержней для увеличения сопротивления сжатию их в бетоне.

Но около двадцати лет тому назад в Америке появилась система Турнера, так называемые безбалочные, „грибовидные“, перекрытия, устраиваемые без применения каких-либо балок, которые получили в настоящее время большое распространение и в Европе. Последние же американские Нормы 1924 г. убеждают, что там вошли во всеобщее употребление также и обычные приемы расчета и армирования.

В дореволюционной России первые применения железобетона относятся к 1886 г., когда Техническая контора Ю. Гук и К^о в Москве открыла новый отдел бетонных и железобетонных работ (в 1891 г. эта контора была преобразована в Акционерное общество бетонных и других работ). Первоначально железобетон применялся, преимущественно, для устройства междуэтажных перекрытий по железным балкам.

Значительный толчок к распространению у нас железобетона дали произведенные в 1891 г. (на Преображенском плацу) большие испытания * нагрузкой бетонных и железобетонных плит пролетом до 2 м, железобетонного свода пролетом 4 м, труб, цилиндрического резервуара, закрома элеватора и арочного моста отверстием в 17 м, выполненные все по системе Монье. С этого же года лабораторией Института инженеров путей сообщения было приступлено к производству дальнейших опытных исследований железобетона.

Благоприятные результаты всех этих опытов привели к важному постановлению Инженерного совета министерства путей сообщения от 23/хн 1898 г., по которому разрешалось применять железобетон на железных и шоссежных дорогах.

Таким образом, с 1899 г. на многих железных дорогах стал применяться железобетон — сначала для резервуаров, водоемных зданий, покрытий, а затем для путепроводов и мостов. Насколько быстро шло распространение железобетона, можно судить хотя бы по тому, что вышеупомянутым Московским акционерным обществом за 1901—1902 г. на одной железнодорожной линии Витебск—Жлтобин было возведено не менее 27 одних путепроводов и мостов, общей длиной 411,7 м.

Из числа железных дорог, применявших первыми железобетон для многих сооружений, следует отметить Екатеринбургскую.

Бывшие земства, особенно южные **, с 1902 г. также начали строить железобетонные мосты.

В 1904 г. был построен в г. Николаеве железобетонный маяк (первый в мире).

Первоначально сооружения, конечно, возводились исключительно по системе Монье, но, вследствие проявленного интереса к этого рода постройкам, в Россию вскоре нашли широкий доступ все новые приобретения и улучшения в области железобетона.

Существенное значение для развития у нас железобетонного дела имели изданные в 1903 г. министерством путей сообщения первые Технические условия для железобетонных сооружений. В 1911 г. тем же Министерством были изданы новые Технические условия с приложенными к ним Нормами для расчета железобетонных сооружений. Затем, в 1912 г.

* Под руководством проф. Беляевского.

** Екатеринославское земство первое начало строить железобетонные мосты.

вышли еще Технические условия московской городской управы для расчета и возведения железобетонных, железокирпичных и бетонных сооружений, которые в общем были согласованы с Нормами министерства путей сообщения, но дали более подробные указания для расчета гражданских сооружений.

К сказанному следует еще добавить, что к началу мировой войны в России действовало значительное число иностранных фирм по железобетону, которыми были введены разнообразные „системы“ и конструкции.

Таким образом, не отставая от Западной Европы, железобетонное строительство начало широко развиваться у нас во всех отраслях гражданских и инженерных сооружений.

В настоящее время, с постепенным развитием промышленности, железобетонное строительство у нас вновь завоевало свое подобающее место, доказательством чего служит возведение Волховской гидроэлектрической станции и ряда других серьезных инженерных сооружений, а также постройка многочисленных фабрично-заводских корпусов и общественных зданий.

Руководящими у нас Нормами (взамен действовавших Норм 1921 г.) до последнего времени являлись одобренные Советом труда и обороны 24/II 1926 г. Временные технические условия и нормы для проектирования и возведения железобетонных сооружений и, затем, также временные, Нормы по НКПС, утвержденные 31/V 1926 г.

В течение последующих годов с 1928 г. по 1930 г. последовал целый ряд изменений и дополнений к этим временным нормам в виде приказов ВСНХ СССР и указаний, вошедших в Единые нормы строительного проектирования 1930 г. *.

§ 3. Область применения железобетона.

Несмотря на то, что железобетон сравнительно новый материал, в настоящее время он применяется во многих отраслях строительного искусства, вызвав почти в каждой из них новые, оригинальные формы, свойственные только этому материалу. Кроме того, он дает целесообразное, а нередко и дешевое разрешение многих строительных задач.

Во многих случаях железобетон теперь предпочитается каменной кладке и металлическим конструкциям, как, например; при постройке фабрично-заводских, промышленных, общественных и вообще нежилых зданий — гаражей, ангаров, рынков, силосов, затем в резервуарах и в разных водопроводных и канализационных сооружениях, а также в эстакадах, путепроводах и пешеходных мостах над путями железных дорог, в мостах под проезжие дороги, в сваях, кессонных основаниях, в подпорных стенах, в укреплении морских берегов и пр.

В области мостостроения железобетон получил огромное развитие. Он успешно применяется для устройства мостов пролетом до 100 м. причем для этих пролетов они обходятся, вообще, дешевле железных мостов.

В последнее время имеются случаи постройки железобетонных мостов и больших пролетов, а именно: во Франции построен мост через р. Сену (Сен-Пьер-дю-Вуврэ) пролетом в 132 м и недавно закончен постройкой мост через р. Элорн близ Бреста с тремя арочными пролетами, каждый в 186,4 м; в Германии наибольший пролет в 180 м имеет арочный мост через р. Аммер у Эхельсбаха (в Верхней Баварии), построенный в 1929 г.

Широкое применение он находит также при устройстве набережных, больших плотин, гидроэлектрических станций, шлюзов, доков и других гидротехнических сооружений.

* В последнее же время разработан новый Проект технических условий и норм по проектированию и введению бетонных и железобетонных сооружений.

В некоторых странах * железобетон все больше и больше начинает применяться для устройства дорог и различного назначения столбов—для уличных фонарей, силовых линий и пр.

Затем, он с успехом находит применение при горных разработках—для шахт и штолен, а в последние годы и для постройки различного рода судов и открытых товарных вагонов.

Что касается жилых зданий, то для устройства наружных стен железобетон следует считать мало пригодным, особенно при холодном климате, так как достаточная по требованиям прочности толщина железобетонных стен не обеспечивает помещения от холода, при утолщении же их, или покрытии нетеплопроводными материалами, они обходятся дороже кирпичных. Но для других частей зданий железобетон и здесь нашел широкое применение. Прежде всего, из него может быть возведен весь остов (каркас) здания, в котором столбы и прогоны, принимающие на себя нагрузку, составляют монолитное целое с железобетонными междуэтажными перекрытиями и крышей; промежутки между наружными столбами такого остова заполняются кирпичом или разного рода пустотелыми камнями и малотеплопроводными материалами. Между прочим, подобная монолитная конструкция зданий является наиболее целесообразной в местностях, подверженных землетрясениям.

Из отдельных частей зданий, выполняемых из железобетона, особенно широко распространены междуэтажные перекрытия, среди которых в настоящее время имеется много конструкций, отличающихся малой звуко- и теплопроводностью при сравнительно небольшой конструктивной высоте и весе. Часто применяются также железобетонные крыши—плоские, наклонные, сводчатые—и купола, а также столбы и колонны, которым сообразно с архитектурными требованиями может быть придана та или иная форма. Не менее часто устраиваются из железобетона лестницы, легко приспособляемые к самым сложным формам в плане, перегородки и разные выступающие части, как балконы, эркеры и пр. Из железобетона же выполняются фундаменты, в зависимости от качества грунта, в виде сплошных плит под всем зданием, или только в виде полос (лент) под рядами колонн и стенами, или же в форме отдельных плит (подушек) под столбами, а также искусственные основания—опускные колодцы** и сваи, как забиваемые копром, так и просто отливаемые на месте.

Железобетон находит также применение и в фортификационных (крепостных) сооружениях, хотя надо заметить, что под влиянием опытов, произведенных у нас в обширных размерах в 1912 г. на о-ве Березани, область его применения для этого рода сооружения была несколько ограничена.

Эти опыты, где испытывалось сравнительно много бетонных покрытий, усиленных железными сетками как в нижней части, так и в верхней, действительно указали на бесполезность усиления железными сетками наружных слоев бетона, подвергающегося непосредственным попаданиям фугасных снарядов крупного калибра, с замедлителем***.

Но они же показали, что железобетон в фортификационных сооружениях может с успехом применяться для внутренних, поддерживающих конструкций, как, например, в виде железобетонного свода в склестом покрытии для построек значительной площади (казарм, больших погребов и пр.). Затем, целесообразное применение он найдет для отделки помещений пещерного (тоннельного) типа и для устройства различных внутренних частей фортификационных сооружений (междуэтажные перекрытия, перегородки, лестницы и пр.).

* В САСШ и в Англии.

** В САСШ для высоких зданий устраиваются также и железобетонные кессоны.

*** При взрывах бомб, положенных на поверхность бетонных покрытий, верхние железные сетки заметно уменьшали размеры поражений в бетоне.

Между прочим, имелось в виду, кроме проверки выработанных в 1913 г., на основании упомянутых опытов, конструкций * вновь испытать усиление железобетоном изнутри сплошных покрытий (сводов) и стен на вторых опытах; но опыты эти не могли состояться, так как возникшая в 1914 г. война заставила прекратить начатое возведение новых опытных сооружений на о-ве Березани.

Наконец, в войну 1914—1918 гг. железобетон нашел применение на заблаговременных позициях и в позиционной войне как для возведения монолитных сооружений, так и для закрытий, составляемых из отдельных, заранее заготовленных, железобетонных элементов, чему также способствовала и выработка (на Западном фронте) быстро твердеющего глиноземистого цемента („Ciment fondu“, „Schmelzzement“) **.

Переходя далее к рассмотрению свойств железобетона и основных конструкций, необходимо прежде всего ознакомиться с так называемой арматурой, считая, что о бетоне вообще уже известно из курса Бетонных работ.

Об особых же требованиях, предъявляемых к бетону и к составляющим его материалам для железобетона, будет сказано во второй части, в главе о производстве железобетонных работ.

§ 4. Арматура.

Арматурой железобетона называются те железные стержни (прутья) и целые конструкции, которые размещены в массе бетона по определенной системе.

Арматура располагается, главным образом, в тех частях сооружения, которые подвергаются растягивающим усилиям (при изгибе), как постоянным, так и случайным. Затем, реже она находит применение, в том или другом виде, для усиления бетона против сжимающих усилий. Наконец, железо вводится в бетон и для восприятия появляющихся при изгибе скалывающих (косых растягивающих) напряжений, когда таковые превосходят предел, допускаемый для бетона.



Черт. 2.

Размеры поперечного сечения арматуры находятся в зависимости от действующих усилий и определяются расчетом.

В простейшей железобетонной конструкции — плите, те стержни арматуры, которые должны воспринимать напряжения растяжения (или сжатия), называются стержнями сопротивления, или рабочими (черт. 2). Кроме этих стержней укладываются еще другие, перпендикулярные первым, так называемые распределительные стержни. Они, связывая рабочие стержни в поперечном направлении, удерживают их при бетонировании в неизменном положении, а также служат, отчасти, и для распределения внешней нагрузки между рабочими стержнями. Благодаря своему второстепенному значению, распределительные стержни получают обыкновенно и меньшее сечение, чем рабочие стержни; в при-

* Отчасти получивших испытание во время войны, в 1915 г., при бомбардировке немцами крепости Осовца.

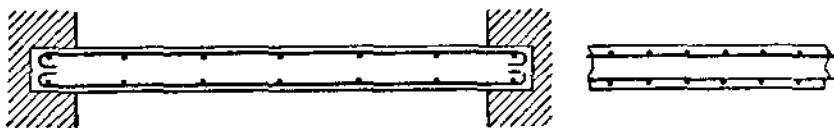
** Как глиноземистый („Ciment fondu“), так и одновременно выработанный в Австрии специальный, высокосортный цемент („Hochwertige Zement“), приобретают в 2 дня сопротивление раздроблению не ниже того, которое требуется Нормами для обыкновенного цемента только через 28 дней твердения.

тах перекрытия они располагаются поверх рабочих стержней, так что последние занимают возможно близкое к наружным, т. е. наиболее напряженным волокнам положение.

В тех случаях, когда рабочие стержни располагаются не только в растянутых, но и в сжатых частях бетона, арматура называется двойною (черт. 3).

Железо для арматуры по своим качествам должно быть мягким, позволяя придавать стержням самые разнообразные формы, а также и сваривать отдельные части.

В настоящее время для арматуры почти исключительно применяется литое железо (мягкая сталь * с содержанием углерода до 0,30%).



Черт. 3.

С появлением высокосортного цемента стало применяться и так называемое высокосортное железо **, с повышенным содержанием углерода.

Железо берется в том виде, в каком оно получается после прокатки (черное железо), с матовой, сравнительно шероховатой поверхностью, способствующей лучшему сцеплению арматуры с бетоном. Оно должно удовлетворять существующим Техническим условиям.

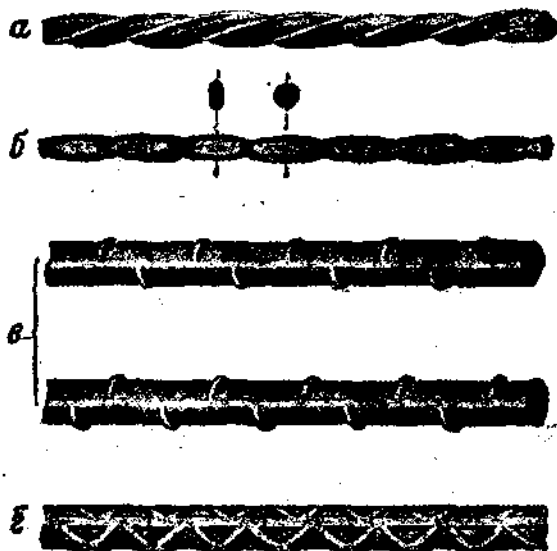
Кроме качества железа, применяемого для арматуры, большое значение имеет и форма сечения его.

Круглое сечение стержней, как установлено многочисленными опытами Баушингера, Баха и др., является наиболее выгодным в смысле сцепления с бетоном. Затем, замечено, что при круглом железе облегчается выделение воздуха при бетонировании. Кроме того, оно не имеет острых ребер, врезающихся в бетон и способствующих образованию трещин, а самое приготовление из него арматуры удобнее, нежели из квадратного, прямоугольного или какого-либо другого сечения.

В виду этого, круглое железо для арматуры получило наибольшее распространение.

Иногда же употребляются и другие сечения: плоское, квадратное, уголковое, крестовое, тавровое, двутавровое и др.

В Америке находят применение (в настоящее время несколько меньше чем прежде) особые фасонные стержни с разного вида неровностями по поверхности, с целью не только повысить сопротивление железа



Черт. 4.

повторным его вальцованием, но, и главным образом, достигнуть лучшей механической связи с бетоном и тем воспрепятствовать, на сколько возможно, скольжению стержней.

* Сталь 2 п 3.

** Сталь 5.

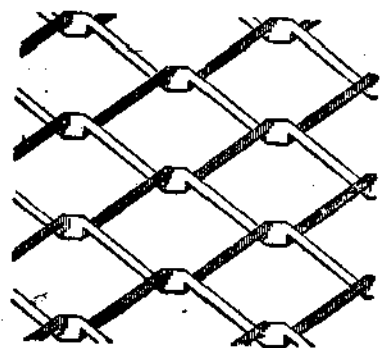
Наличие большого сцепления с бетоном этих стержней позволяет применять их без крюков („консидеровских“) на концах, что представляет известное преимущество. Но, как показали опыты, они, вследствие переменного поперечного сечения, могут действовать разрывающим образом на окружающий бетон. Кроме того, фасонные стержни, конечно, дороже обычных из круглого железа.

Из многих типов фасонных стержней можно указать на следующие (черт. 4): а) спирально скрученное брусковое железо (Ransome-Eisen), б) узловое железо с переменным поперечным сечением (Thacher-Eisen), в) брусковое со скругленными ребрами, или круглое железо, с рядом утолщений, расположенных в шахматном порядке поперек стержня (Johnson-Eisen), г) круглое железо с выступами, имеющими вид особой опнуровки (Mueser-Eisen), и др.

Эти стержни изготавливаются толщиной от 9,5 мм до 32 мм и длиной до 25 м.

Из американских фасонных стержней в Западной Европе и у нас * нашло применение только так называемое железо Кана (черт. 5), о котором будет сказано дальше, в главе о перекрытиях.

Затем, заслуживает особого внимания арматура из цельнорешетчатого металла (черт. 6), изобретенного американцем Гольдингом и находящего применение для плит. Она образуется из

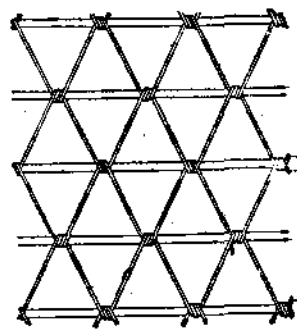
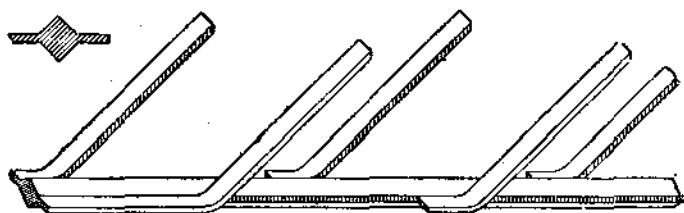


Черт. 6.

одного цельного листа, прорезанного в разбежку и затем растянутого поперек проrezов так, что получается решетка с ромбическими клетками, без разрыва сплошности.

Существуют разновидности подобных сеток из цельнотянутого металла, с разного рода выступающими ребрами для придания большей жесткости. На черт. 7 представлена сетка, изготовленная также заводским путем из круглого железа. Три последних вида арматуры, к которым следует присоединить еще и другие (например, цельнорешетчатые балки, рассматриваемые также в главе о перекрытиях, спиральная арматура для колонн и др.), обладают известными преимуществами перед обыкновенной арматурой из круглого железа. Они имеют целью перенести часть работы по приготовлению и сборке арматуры на заводы и тем облегчить и ускорить работы на месте, позволяя обходиться не только меньшим числом рабочих (арматурщиков), но и менее подготовленными; кроме того, при такой „унитарной“ арматуре легче избежать случайных ошибок.

Обычно же в Западной Европе, а также и у нас, для арматуры применяется почти исключительно круглое железо, толщиной от 5.



Черт. 7.

* Перед мировой войной.

** В последнее время начали изготавливать сетки из стальной проволоки со сваркой углов, представляющие еще большие выгоды.

до 40 (50) мм. Подобная толщина стержней дает возможность производить, без особых затруднений, нужные изгибы на месте работ, а при соответственном числе стержней, имеющих необходимую общую поверхность, обеспечивает и должное сцепление железа с бетоном.

При этом нежелательны как слишком тонкие стержни (менее 6 мм), которые вследствие гибкости затруднительны в укладке и могут дать искажение остова, так и слишком толстые (не свыше 38 мм), которые, при одной и той же площади поперечного сечения с тонкими, имеют меньшую поверхность сцепления, и, кроме того, при них менее равномерно распределяются напряжения в железобетонном элементе.

Затем, следует обращать внимание, чтобы для одного и того же сооружения было по возможности, меньше различных сортов железа по толщине, так как в противном случае не только затрудняется снабжение ими постройки, но и возможно их перепутывание во время работы. Во избежание последнего, необходимо, чтобы диаметры стержней различались заметно на-глаз, т. е. миллиметра на 3—4, выбирая наиболее ходовые диаметры. Например, можно рекомендовать для плит 6 мм ($\frac{3}{16}$ "), 8 мм ($\frac{5}{16}$ "), 10 мм ($\frac{3}{8}$ "), 12 мм ($\frac{1}{2}$ "), а для опор и балок — 16 мм ($\frac{5}{8}$ "), 19 мм ($\frac{3}{4}$ "), 25 мм (1"), 30 мм ($1\frac{1}{8}$ "), и, наоборот, недопустимо одно-временное применение, например, стержней в 9 и 10 мм.

Длиною круглые стержни обыкновенно изготавливаются в 8—12 м, но для больших сооружений иногда специально заказывают стержни большей длины, которые обходятся, конечно, дороже. Кроме того, так как они доставляются на место работ в согнутом виде, то, при разгибании их (обычно горячим способом), возможно понижение качеств материала.

Стержни, подверженные растяжению, для предохранения их от выкалывания из бетона на концах загибаются, обыкновенно, в виде крюка.

Собранная арматура должна точно соответствовать проектным (рабочим) чертежам и обеспечивать полное обложение железа бетоном *.

В зависимости от вида поперечного сечения применяемого железа, арматуру можно разделить на: 1) гибкую, составленную из указанных выше профилей малого сечения, и 2) жесткую — из рельс, прокатных или клепаных балок, решетчатых ферм и пр. **.

Содержание арматуры в частях железобетонных сооружений определяется обыкновенно отношением общей площади сечения рабочих стержней к сечению бетона. Отношение это выражается в процентах и колеблется обычно в пределах от 0,5% до 2,5% для гибкой арматуры (при жесткой свыше 3%). Как показали опыты, при большем содержании арматуры прочность железобетонных частей увеличивается в весьма незначительной степени.

Процентное содержание рабочей арматуры, вообще говоря, зависит от вида самой конструкции (например, балки требуют большего количества железа, чем плиты, у которых процент железа падает до 1—0,5% ***), а также и от качества применяемых материалов, т. е. от допускаемых напряжений для железа и бетона.

Считая, что железо (единица объема) стоит, примерно, в 50 раз дороже бетона, а по сопоставлению полезнее его в 25—40 раз, можно заключить, что участие в деле железа в 1,5—2 раза дороже бетона.

Поэтому, вообще, стремятся к уменьшению количества железа в данной конструкции, как увеличивающего ее стоимость, что, отчасти, может быть достигнуто соответственным подбором размеров поперечного сечения железобетонных элементов и рациональным распределением в них арма-

* О приготовлении арматуры и об укладке ее в сооружение подробно будет изложено в главе о производстве работ.

** Настоящий курс своим предметом будет иметь почти исключительно железобетон с гибкой арматурой.

*** По проекту новых норм, сечение рабочей арматуры в плитах должно быть не менее 0,2%.

туры. Так, выгоднее, при одном и том же пролете и нагрузке, дать балку большую высоту, уменьшив таким образом в ней содержание арматуры.

В последние годы в Германии есть попытки применения (например, плиты для крыш) так называемого деревобетона, т. е. замены железа деревом (тростником, бамбуком) в качестве арматуры в растянутой зоне (черт. 8), причем опыты показали, что содержание 15% тростника дает то же, что 1% железной арматуры, при одинаковом сопротивлении нагрузке. Для сохранения дерева в бетоне необходима соответствующая его обработка (выщелачивание, пропитка). Вообще же вопрос о совместном статическом действии бетона и дерева еще нуждается в дальнейшем опытно-освещении.

Наконец, следует упомянуть о применении для ~~жестких элементов~~ в качестве арматуры чугуна („чугун в обойме“), о чем подробно будет сказано дальше в главе о столбах и колоннах.



§ 5. Свойства и качества железобетона (положительные и отрицательные).

Положительными качествами железобетона являются: огнестойкость, механические свойства, долговечность, относительная быстрота постройки, малый расход материалов, незначительные расходы на ремонт и возможность принимать любые формы.

В настоящее время железобетон признается одним из наиболее стойких строительных материалов.

Как известно, железо само по себе не огнестойко и под непосредственным действием огня сильно деформируется и весьма скоро обрушивается со всеми связанными с ним частями сооружения. Происходит это потому, что уже при 600° — 700° С временное сопротивление железа составляет всего около 25—28%. Интересно отметить, что при 200° — 300° С сопротивление железа даже больше на 20—30%, чем при 0° , а при $t = 400^{\circ}$ С равно сопротивлению при 0° .

Бетон же с практической точки зрения является огнестойким материалом, и, как показали опыты, при температуре до 400° С сопротивление его почти не изменяется, при нагревании же до $t = 700^{\circ}$ С сопротивление бетона (с базальтовым щебнем)* составляет $\frac{3}{4}$, а при 1000° С — около $\frac{1}{2}$ первоначального.

В то же время бетон, обладая сравнительно малой теплопроводностью, не позволяет заключенному в нем железу быстро нагреться до опасной температуры. Так, при постоянной температуре в 1000 — 1100° С железо нагревается до 550° через один час при прикрывающем бетонном слое в 2,5 см и через два часа при слое в 5 см.

Практика показала, что правильно сконструированное и удовлетворительно построенное железобетонное сооружение не может быть разрушено пожаром. При этом выяснилось, что обычно применяемая для покрытия железа толщина бетонного слоя в 1—2 см является достаточной, чтобы быть уверенным в неизменяемости железобетонного перекрытия от пожара средней силы. Для получения же особенно огнестойкой конструкции, защитный слой увеличивают до 3—4 см.

Произведенные еще в 1893 г. в Берлине Соединенным обществом страховых компаний испытания, заключавшиеся в раскаливании в течение часа при температуре 1000° С разнородных конструкций, показали, что железобетонная система была единственной, достаточно хорошо сопротивляющейся действию жара, и получила премию от Общества.

Бывшие в Петрограде пожары — в 1909 г. на фабрике аптекарохских товаров „Фармакоп“ и в 1913 г. на складах Гергард и Гей показали, что,

* По американским опытам проф. Уэлсона

несмотря на продолжительность действия в течение 5—7 часов высоких температур, обрушений загруженных железобетонных перекрытий не произошло и повреждения носили, преимущественно, поверхностный характер, так что впоследствии потребовался лишь частичный ремонт.

Как известно, никакие другие типы перекрытий не могли бы выдержать такого продолжительного действия огня, в том числе и бетонные своды между железными балками (с незащищенными нижними полками).

Наконец, при больших землетрясениях в Сан-Франциско и в Японии, вызванные ими пожары в особенно яркой форме доказали преимущества железобетонных и бетонных сооружений перед другими, в том числе и железными.

2. Механические свойства (прочность, упругость, жесткость). Сопротивление железобетона атмосферным и химическим влияниям, в общем, соответствует обыкновенному бетону.

Что же касается сопротивления механическим усилиям, то оно превосходит таковое обыкновенного бетона и зависит как от качества самого бетона, так и количества введенного в него железа и способа его распределения.

По сравнению с каменными и бетонными сооружениями, железобетон допускает большие пролеты и потому требует меньше опор; размеры частей по условиям прочности получаются меньшие, следовательно, они занимают меньше места и представляются более легкими.

Затем, благодаря монолитности и значительной упругости, железобетон имеет большое преимущество перед обыкновенным, невооруженным бетоном в смысле сопротивляемости его динамическим силам.

Многочисленные опыты и наблюдения установили, что, например, колебания, производимые быстро вращающимися машинами, не оказывают никакого вредного влияния на железобетонные конструкции. Благодаря упругости, здесь происходит более равномерное распределение ударов, чем при простом бетоне, наступает сотрясение целого и таким путем расходуется живая сила ударов.

При забивке железобетонных свай, удары бабы могут расстроить только бетон головной части свай; самое же тело свай не страдает от этого испытания, одного из самых серьезных. Не расстраиваются также и железобетонные шпалы, подвергающиеся ударам и толчкам при проходе поезда.

На Березанских опытах железобетонные своды в слоистой конструкции показали себя наиболее стойкими (по сравнению с кирпичными и бетонными) против действия крупных фугасных бомб, которые попадали в бетонные туюфы, расположенные над ними.

Точно так же здания, построенные из железобетона, оказались наиболее стойкими при больших землетрясениях в Сан-Франциско и Мессине.

Результаты этих землетрясений были своевременно учтены: в г. Маниле все большие новые здания, в предвидении возможных землетрясений, возведены из железобетона; много возведено железобетонных зданий и в Сан-Франциско, при его восстановлении. В Италии, в местах, подверженных частым землетрясениям (Калабрия), из железобетона строятся также и жилые дома.

При последнем, небывалом по силе землетресении, разразившемся 1 сентября 1923 г. в Японии, несмотря на причиненные им исключительные разрушения в Токио и Йокгаме, железобетонные здания и мосты удовлетворительно выдержали подземные удары, а также и пожары*.

Наконец, надо отметить еще, что железобетонные конструкции отличаются и большой жесткостью, проявляющейся в незначительных прогибах под действием нагрузки.

Из всего сказанного следует, что железобетон, при относительно большой прочности и упругости по сравнению с чистым бетоном, обла-

дает, вообще, значительным сопротивлением как статической, так и динамической нагрузке и, в частности, является наиболее рациональным материалом для возведения монолитных зданий в местностях, подверженных сильным землетрясениям (у нас, например, в Алма-Ате, Шемахе и др.).

3. Долговечность. Более чем тридцатилетнее существование железобетонных сооружений, возведенных на основе научных данных, уже достаточно может служить доказательством их долговечности.

Долговечность железобетона обеспечивается тем, что бетон, окружающий железо, защищает его от ржавления.

Отсутствие же ржавчины объясняется как тем, что плотная оболочка защищает железо от доступа воздуха, так и химическим действием цементного раствора *.

Однако, при появлении в бетоне трещин, при пористой массе и неполном покрытии металла цементным раствором, т. е., когда имеется доступ воздуха и воды, можно опасаться его окисления, в виду чего рекомендуется помещать арматуру не слишком близко к наружным поверхностям и применять плотные пластичные бетоны **; кроме того, конечно, недопустимы в составе бетона материалы, способные вызвать окисление железа, как например шлаки, содержащие серу.

Многочисленные исследования старых железобетонных сооружений (плит и труб Монье) показали, что они сохранились в неизменном состоянии.

Проф. Баушингер исследовал железобетонные плиты, пролежавшие в воде более 6 лет, причем оказалось, что выступающие концы железных стержней диаметром 7—10 мм совершенно проржавели, между тем как части, находившиеся внутри, не имели никаких следов ржавчины.

Консидер, извлекая железные стержни из каменной кладки на цементном растворе, находящейся в течение 5—50 лет на различных глубинах моря, обнаружил, что везде, где железо было вполне защищено цементным раствором, стержни не имели ржавчины.

Это качество железобетона — обеспеченность железа от ржавления — доставляет ему во многих случаях преимущество перед металлическими конструкциями. Особенно это относится к сооружениям, подверженным разрушению от ржавчины, вследствие разъедающего действия дыма, заключающего сернистые соединения. К таким сооружениям относятся паровозные депо, переходы над железнодорожными путями и пр. Здесь также необходимо следить, чтобы железо было окружено плотным пластичным бетоном, так как, при непосредственном ударе дымовых газов, содержащих паровозный пар, составные части их тем глубже проникают, чем пористее бетон ***.

4. Сооружения из железобетона могут возводиться гораздо быстрее, чем из других материалов.

Железобетон требует только общепотребительных материалов (железо в виде отдельных стержней, цемент, песок и гравий или щебень), что не представляет особых затруднений в их доставке.

Единственное неудобство железобетона в смысле быстроты про-

* По мнению Розанда, объяснение этого явления следует искать в том, что, с одной стороны, железо имеет свойство сопротивляться окислению в присутствии сильных щелочей, а с другой стороны, — цемент при затворении его водой, вследствие гидратически выделяющейся влаги, показывает именно сильную щелочную реакцию.

** Для предохранения железа от ржавления необходимая плотность бетона достигается лишь при растворах не тоньше 1:2½, и минимум 1:3; при пропорции 1:4, как показали опыты, раствор не мог вполне предохранять железо от ржавления.

*** Германские технические условия требуют для тепловодов принятия особых защитных мер, например покрытия конструкций тонкими железобетонными или эфиритовыми плитами или деревом, окрашенным фуксовым стеклом, и пр. Если же не применяется таких оболочек, то кроме выполнения условия — плотного бетона и тщательной штукатурки — требуется доведение толщины бетонного слоя, прикрывающего арматуру, до 4 см, не считая штукатурки.

Подобных же мер для этого рода сооружений требуют и Вр. нормы НКПС (§ 56).

изводства работ — это необходимость до начала эксплуатации сооружения выждать время (исчисляемое неделями), потребное для твердений бетона.

Впрочем, в случае применения быстро-твердеющих цементов (высоко-сортного или глиноземистого) это замечание отпадает.

5. Железобетонные сооружения по сравнению с каменными и бетонными требуют меньшего расхода материалов, благодаря лучшему использованию их сопротивляемости.

Вследствие же уменьшения сечения отдельных частей облегчается вес сооружения и достигается лучшее использование пространства для помещения.

6. Ремонт, требуемый для железобетонных сооружений, так же ничтожен, как и для каменных, и несравним с ремонтом металлических конструкций.

7. Способность железобетона принимать любые формы позволяет удовлетворять самые разнообразные требования как в конструктивном, так и в эстетическом отношениях.

Железобетон, более чем какой-либо другой материал, идет навстречу современному стремлению — оставаться в архитектуре верным правде, т. е. выявлять наружу конструкцию, не закрывая ее декорацией.

Благодаря же его способности приспосабливаться ко всякого рода неправильным формам он является часто незаменимым материалом для восстановления руин, приходящих в ветхость художественных памятников и пр.

К отрицательным качествам железобетона можно отнести:

1. Значительные расходы на подмости и формы.
2. Сравнительно сложную работу, необходимость специального технического надзора и наличие опытных рабочих, от которых, между прочим, требуется исключительное внимание и педантичность.
3. Ограниченный срок для производства работ на открытом воздухе в нашем климате.
4. Необходимость при обыкновенном цементе выдерживать продолжительное время (до 3—6 недель) на подмостях.
5. Затруднительность производства каких-либо последующих усилений и изменений в возведенном сооружении, в виду его монолитности, а также трудность пробивки отверстий и вколачивания гвоздей, крюков и пр.
6. Сравнительно большие тепло- и звукопроводность.
7. Возможность появления трещин, отслоений и других изъянов.

Остановимся несколько на последнем недостатке.

Трещины могут быть вызваны или условиями производства работ и отвердевания бетона — „усадки“, или перенапряжением материала.

Последнего рода трещины чаще всего появляются в вытянутых частях и реже — в сжатых и вблизи опор (в балках).

В вытянутых частях трещины могут быть вызваны чрезмерным удлинением бетона. Подобные трещины не вызовут обрушения постройки, но, тем не менее, обнажение железа не желательно, так как, при наличии соответствующих условий, оно будет постепенно приходить в негодность.

Трещины в сжатых частях обыкновенно указывают на несоответствие размеров сечения усилиям сжатия, а трещины у опор балок — на недостаточно сильную арматуру, противодействующую косым растягивающим напряжениям. Эти трещины, а также и трещины, происходящие от условий работы, внушают опасения.

Отслоения также могут быть вызваны или характером работ или выпучиванием стержней в сжатых частях. Первые еще могут быть исправлены тщательной заделкой, вторые же указывают на недостатки конструкции (слабую связь между стержнями).

Далее следует еще заметить, что кроме мелких повреждений, являющихся, обыкновенно, результатом тех или других ошибок, в железобетонных сооружениях встречаются и крупные повреждения, вызванные

бетонном строительстве известны случаи обрушения отдельных частей и даже полного разрушения сооружений.

Крушения эти (относительно не относя их к недостаткам железобетона) также, в выясненных случаях, всегда были следствием допущенных ошибок, которые могут быть подразделены на нижеследующие:

а) ошибки в составлении расчетов и чертежей, которые при разнообразии железобетонных сооружений требуют умелой и тщательной разработки;

б) ошибки в размерах форм и в устройстве подмостей;

в) ошибки при производстве работ, при бетонировании, а именно: допущение плохого качества бетона, отступления от рабочих чертежей и неукладка по забывчивости некоторых частей арматуры, непринятие мер против резких перемен температуры и действия мороза на твердеющий бетон, преждевременное раскружачивание;

г) разрушение арматуры вследствие ржавления.

По статистическим данным, большая часть несчастных случаев падает все же не столько на ошибки в расчетах и рабочих чертежах, сколько на несовершенство выполнения работ и грубое нарушение существующих технических условий; не мало случаев приходится на небрежное устройство опалубки и слишком раннее раскружачивание частей постройки.

Наконец, укажем еще на влияние электрического тока на железобетон, что в последние годы было предметом особых исследований.

Пропусканием постоянного тока через арматуру железобетона можно вызвать на положительном электроде образование ржавчины, следствием чего могут получиться трещины и отваливание защитного слоя бетона. Достаточно пропускать постоянный ток в 0,1 ампер, чтобы на 50—100-й день появились трещины.

Наблюдения над элеватором в Аллентауне (Пенсильвания) показали, что появившиеся в балках и колоннах его трещины, местами глубиной до 15 см, были вызваны ржавлением железа под влиянием электрического тока. При этом оказалось, что явление это наблюдалось лишь в тех местах, где имелаась влажность и где железо являлось положительным электродом: в местах же сухих ржавления не наступало.

Это приводит к выводу, что следует, вообще, избегать всяческих сообщений арматуры железобетонных конструкций с электрическими проводами.

В общем же, перечисленные выше положительные качества железобетона настолько значительны по сравнению с его недостатками (в большинстве устранимыми), что последние не оказали особого влияния на обширное применение его во многих отраслях строительного искусства.

6. Основные разновидности железобетонных конструкций.

Железобетонные конструкции могут различаться: по роли арматуры, по виду арматуры и по способу производства работ*.

1. Разновидности конструкций, вызываемые ролью арматуры.

А. Как указывалось, роль арматуры чаще всего заключается в восприятии растягивающих усилий, по направлению которых приближительно и располагаются железные стержни.

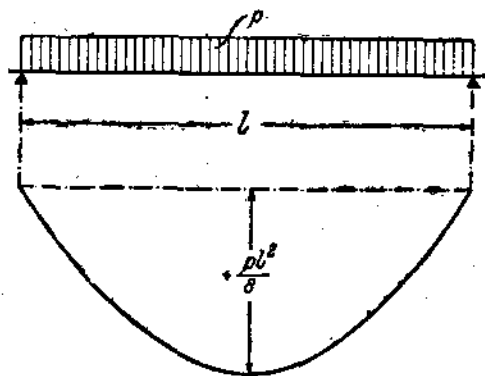
Простейшими конструкциями, в которых при изгибе возникают растягивающие напряжения, являются плита и балка прямоугольного сечения. Разница между ними заключается в отношении их ширины к высоте, причем, если высота поперечного сечения больше, равна или немного меньше ширины его, то такой элемент называют балкой; у плит же ширина сечения преобладает и может быть неограниченной. В отношении

* Н. А. Кашкаров. Курс железобетонных сооружений. Томск, 1915.

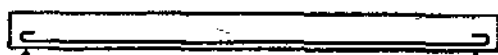
расположения опор — разница существенная: балка может опираться на опоры, расположенные по одной линии, вдоль ее оси, плита же может опираться на опоры, расположенные по двум направлениям, а не редко и по всему контуру *.

По конструкции как железобетонные плиты, так и балки различаются между собою, смотря по тому, являются ли они свободно лежащими, закрепленными (защемленными), неразрезными или консольными.

В плите, свободно лежащей своими концами на двух опорах и равномерно нагруженной (черт. 9), изгибающие моменты на опорах равны нулю и постепенно возрастают к середине, достигая там своего максимума, т. е. напряжения сжатия в частях, расположенных сверху от нейтральной оси, и растягивающие напряжения в нижнем поясе плиты постепенно возрастают к середине.



Черт. 9.



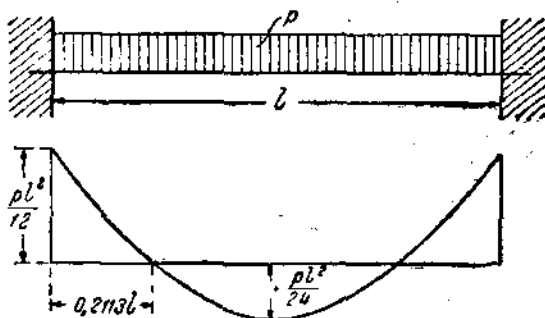
Черт. 10.

Ясно, что для того, чтобы не произошла поломка плиты от слишком малого сопротивления бетона растяжению, арматуру здесь нужно расположить в поясе растяжения, близ нижней грани, по направлению растягивающих усилий (черт. 10).

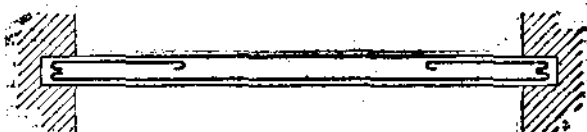
Когда плита konstruирована как балка, закрепленная обоими концами, то при прочих равных условиях она обладает меньшими размерами, чем свободно лежащая.

Положительный изгибающий момент (при равномерно распределенной нагрузке) в середине пролета равен только трети того же момента при свободно лежащей плите, а в местах закрепления хотя и появляются отрицательные изгибающие моменты, но они на $\frac{1}{8}$ меньше максимального момента свободно лежащей плиты (черт. 11).

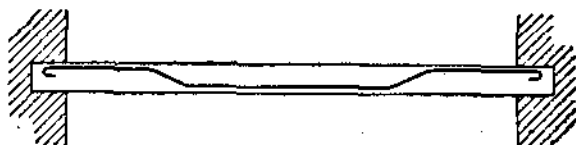
Здесь, в средней части плиты, нижние волокна подвержены растяжению, а верхние сжатию, и, наоборот, в местах закрепления растягивающие напряжения находятся в верхнем поясе, а напряжения сжатию — в нижнем.



Черт. 11.



Черт. 12.



Черт. 13.

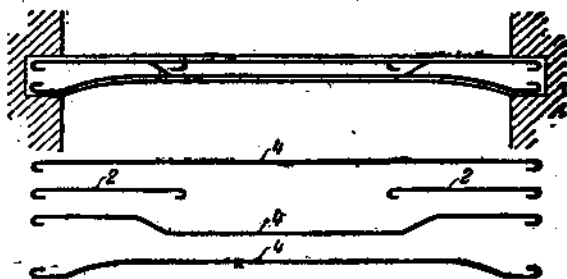
* При этом, если плита имеет отношение сторон большее 2:1, то она называется „балочной“; при отношении же меньшем 2:1 — „четырехсторонней“, или плитой с перекрестной арматурой.

Соответственно с этим, простейшая форма плиты, закрепленной обоями концами, имеет железные стержни как снизу, так и сверху (черт. 12), причем последние должны доходить по крайней мере до точек, где исчезают растягивающие напряжения и появляются напряжения сжатия.

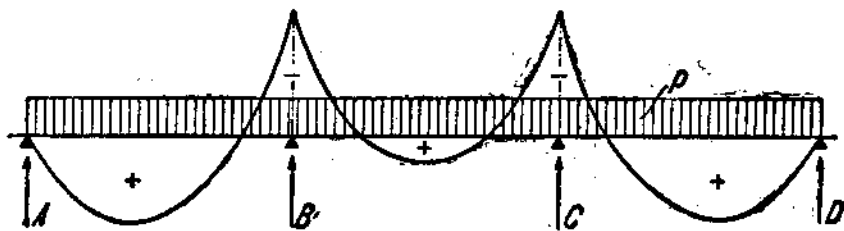
Во избежание применения коротких стержней, более целесообразную форму представляет арматура, изогнутая соответственно упругой кривой (черт. 13) и воспринимающая как растягивающие напряжения верхнего пояса, так и растягивающие напряжения нижнего.

Но, практически, такое армирование является недостаточным, так как больший изгибающий момент у опор потребует и большее число стержней, чем в средней части пролета; возможная же неравномерная нагрузка, а также наличие полной заделки опор, являющейся причиной возникновения растягивающих напряжений от понижения температуры и усадки, заставляет иногда располагать непрерывную арматуру вверху и внизу (черт. 14). Делаясь у опор таких плит утолщения, так называемые „вуги“, являются вполне целесообразными, в виду больших изгибающих моментов у опор.

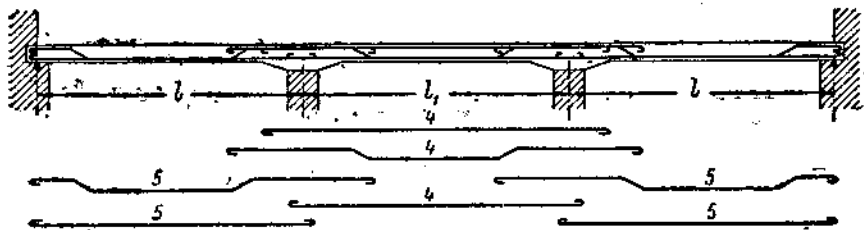
Когда плита конструируется как многопролетная неразрезная балка, то на средних опорах появляются отрицательные моменты (черт. 15), вследствие чего арматуру необходимо расположить здесь в верхней части вблизи наружного слоя, для восприятия растягивающих напряжений (черт. 16), в чем она имеет сходство с плитой, закрепленной двумя сторонами.



Черт. 14.



Черт. 15.



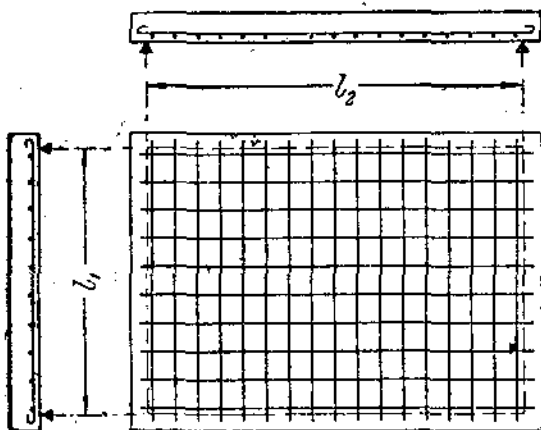
Черт. 16.

В конечных опорах нижние стержни могут проходить без изгиба, если плита на них лежит свободно; на самом же деле и концы плиты обычно также несколько защемлены, что требует отгибания вверх части стержней.

Здесь также необходимо учитывать различные положения полезной нагрузки, вызывающие изменения изгибающих моментов, которым должна отвечать арматура.

Вообще, железную арматуру следует располагать соответственно с опорой наибольших положительных и отрицательных моментов.

Относительно конструкции плит, приближающихся по своему плану к квадрату и опирающихся по всему контуру, можно заметить, что их выгодно снабжать рабочей арматурой по обоим направлениям, параллельным сторонам плит (черт. 17). При этом, чем больше прямоугольная форма плиты отходит от квадрата, тем больше теряют в своем статическом значении длинные стержни, и, наконец, при отношении сторон 2:1*, эти стержни принимаются уже только как распределительные.



Черт. 17.

По сравнению с „балочными“ плитами „четырёхсторонние“ получаются, вообще, меньшей высоты, но требуют относительно большего количества железа.

Консольная плита (балка) рассматривается как балка, закрепленная с одной стороны. В ней растягивающие усилия действуют в верхней части сечения (черт. 18), в которой и нужно, следовательно, поместить арматуру (черт. 19).

Обыкновенно, в соответствии с напряжениями, толщина плиты у опоры делается больше, чем на свободном конце.

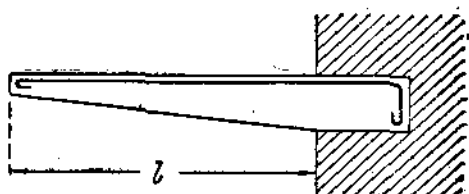
Если в плите часть бетона, находящегося в растянутой зоне и служащего, главным образом, для связи между растянутой арматурой и сжатой зоной сечения, откинуть, оставив бетон только непосредственно над стержнями, которые в то же время соединить в группы, то получается так называемая ребристая плита (черт. 20).

Такая плита работает совершенно так же, как плита или балка прямоугольного сечения, имеющая ширину ребристой плиты B и полную высоту ее h .

Кроме экономии на стоимости откинутого бетона, ребристая плита обладает меньшим собственным весом, чем плита прямоугольного сечения, и, следовательно, при одинаковой полезной нагрузке подвергается меньшему изгибающему моменту. Но в то же время тонкие части плиты, в проме-



Черт. 18.



Черт. 19.

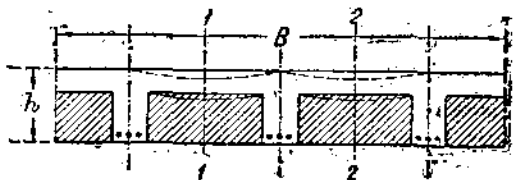
* По Вр. нормам 1.5:1.

Жутках между ребрами под нагрузкой стремятся прогнуться и должны быть снабжены арматурой, перпендикулярной к ребрам.

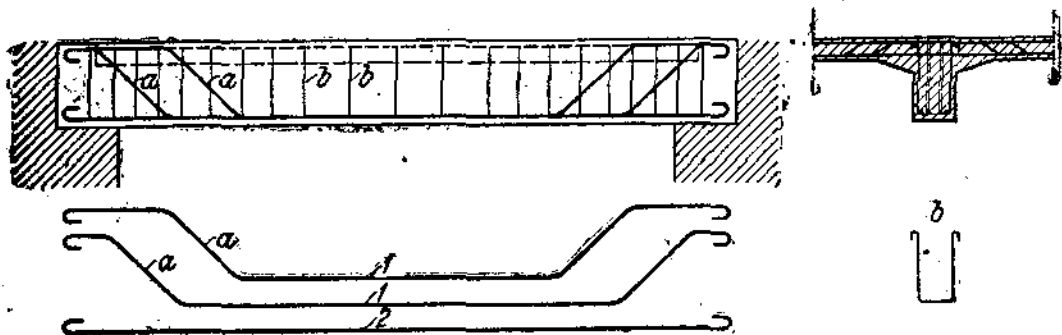
Полученная ребристая плита сечениями 1—1, 2—2 подразделяется на балки таврового поперечного сечения.

Вследствие устранения значительной массы бетона, в котором помещалась бы арматура, последнюю, как отмечено, приходится сгруппировывать в ребрах, где она располагается значительно гуще, чем в обыкновенной плите.

Скалывающие и зависящие от них косые растягивающие напряжения, распределявшиеся в обыкновенной плите по значительной площади и не игравшие серьезной роли, здесь получают большое значение, так как им противопоставляется значительно меньшая площадь бетона. Отсюда отличительной чертой ребристых плит является усиление ребер (балок) железом (черт. 21) в виде отогнутых стержней (а) и хомутов или подвесок (б) на действие косых растягивающих усилий; кроме того, для увеличения площади опасного сечения (против скалывания) в месте сопряжения плиты (полок) с ребром делаются особые утолщения, „вуты“, имеющие очертания, показанные на черт. 20.



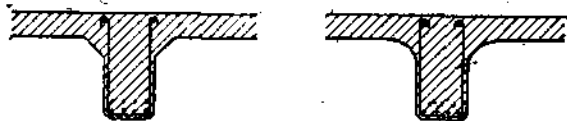
Черт. 20.



Черт. 21.

занные на черт. 21 и 22. Устройством вут достигается весьма желательное утолщение самой плиты в местах наибольших отрицательных моментов.

В отношении же расположения арматуры, в зависимости от устройства опор, ребристые плиты (тавровые балки) подчиняются, вообще, тем же правилам, что и плиты (прямоугольные балки), т. е. положительным моментам должна соответствовать арматура в непосредственной близости от нижней поверхности бетона, а отрицательным моментам — арматура вблизи верхней грани.

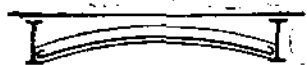


Черт. 22.

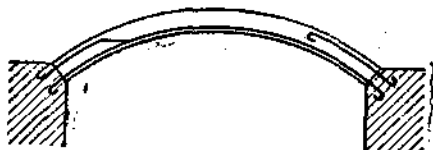
Наконец, применение железа в бетонном своде или арке дает возможность допустить в них растягивающие напряжения и, благодаря этому, уменьшить толщину свода, что отзывается не только на стоимости самого свода, но и на стоимости устоев и их оснований. При одинаковой толщине, сопротивление железобетонного свода приблизительно в 4 раза больше сопротивления бетонного свода.

Опытные исследования и расчеты показали, что в сводах растяжение возможно у нижней грани на всем протяжении или в средней ее части, а у верхней грани — на протяжении от опор до так называемых швов перелома, находящихся примерно около середины полусводов. Поэтому

при малых пролетах достаточна одиночная арматура, располагаемая вблизи внутренней поверхности (черт. 23); при больших пролетах вблизи наружной поверхности свода прокладывается вторая арматура, проходящая от пят до шва перелома (черт. 24), а в сводах с переменной нагрузкой (например, в мостах) обыкновенно обе арматуры проходят через весь пролет (черт. 25).



Черт. 23.

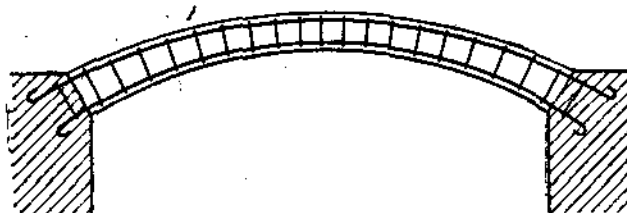


Черт. 24.

В. Арматура для усиления бетона против сжимающих усилий (с целью уменьшения поперечного сечения) может быть расположена двумя совершенно различными способами.

а) По первому способу стержни располагаются по направлению наибольших сжимающих усилий. Эта арматура работает совместно с бетоном непосредственно на сжатие.

Здесь следует отметить существенную разницу между применением растянутой и сжатой арматуры с экономической точки зрения.



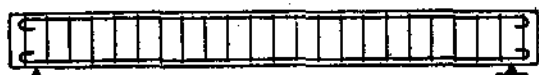
Черт. 25

В обоих случаях, под действием нагрузки, продольные деформации (удлинение и укорачивание) железа и облегающего его бетона будут одинаковы. При этом, так как допускаемая деформация для бетона $\left[\varepsilon_b = \frac{\sigma_b}{E_b} \right]$ прибли-

тельно вдвое меньше таковой деформации $\left[\varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s} \right]$ для железа, то последнее при сжатии (где выгодно использовать бетон) может быть доведено только до такого напряжения, которое будет соответствовать допускаемой деформации (укорочению) для бетона, т. е. до напряжения, равного приблизительно половине допускаемой для железа величины.

При растяжении, где принимается в расчет только сопротивление арматуры, напряжение последней может быть доведено до допускаемого предела, при котором, как показали опыты, сцепление с бетоном еще не нарушается.

Сжатая арматура для балок (черт. 26) и плит применяется, главным образом, в тех случаях, когда размеры их ограничены внешними условиями; она служит для уменьшения напряжений в крайних волокнах бетона сжатого пояса.



Черт. 26.

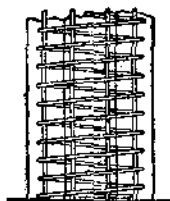
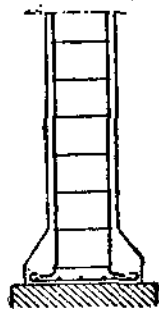
Расположение арматуры по первому способу находит применение еще в сильно нагруженных сводах (черт. 25), а также в столбах, колоннах (черт. 27), где арматура, в виде продольных стержней и поперечных связей (хомутов), повышает их общее сопротивление.

Продольная арматура располагается возможно ближе к наружной поверхности колонны, чтобы увеличить сопротивление ее на изгиб от действия случайных боковых усилий. Хомуты препятствуют выпучиванию продольных стержней при сжатии, поэтому и расстояние между ними по высоте зависит от толщины продольных стержней, уменьшаясь с убыванием ее.

Подобные же хомуты необходимы в балках и в арках с двойной арматурой.

б) По второму способу арматура для усиления сжатого бетона располагается перпендикулярно к направлению сжимающей силы. Здесь железо препятствует поперечному расширению бетона, и бетон работает в условиях всестороннего сжатия, при котором сопротивление бетона продольному сжатию сильно повышается. Как показали опыты, поперечная арматура, косвенно усиливающая бетон, экономичнее (до 2,4 раза) продольной арматуры, непосредственно принимающей на себя часть сжимающих усилий.

Поперечная арматура, именуемая также „косвенной“, устраивается в виде проволочной спирали (черт. 28) или отдельных колец, окружающих сжатый бетон („бетон в обойме“ — система Консидера), или же в виде отдельных поперечных стержней из тонкой проволоки (система Некрасова), располагаемых в достаточном количестве (1 — 2% от объема сжатого бетона) (черт. 29).

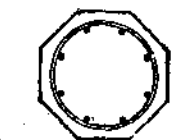


Черт. 27.

Колонны со спиральной арматурой получаются значительно легче, занимают меньше места и выигрывают со стороны эстетической, по сравнению с колоннами с обыкновенной арматурой (черт. 27).

II. Разновидности железобетона, вызываемые формой арматуры.

Как указывалось выше, арматура может быть поставлена: а) гибкая — в виде стержней малого сечения, преимущественно круглого, или б) жесткая — в виде прокатных балок, рельс, решетчатых ферм и пр.

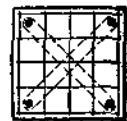
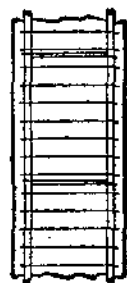


Черт. 28.

В обоих случаях, для обеспечения сцепления арматуры с бетоном, общая поверхность железа должна иметь достаточную величину, причем увеличение поверхности арматуры достигается при круглых стержнях укладкой большого числа более тонких стержней, а при прокатных балках — приданием при прокатке более сложного профиля или шероховатой поверхности (с выступами и впадинами).

При гибкой арматуре из круглых стержней достигается лучшая связь между железом и бетоном и большая однородность сечения, чем при жесткой арматуре из прокатных балок. Кроме того, при первой легче расположить общий центр тяжести сечения всех стержней возможно дальше от сжатого ребра сечения, т. е. при одинаковой затрате железа получается сечение с большим моментом инерции, чем при прокатной арматуре, а следовательно, при сечениях одинакового сопротивления количество железа при гибкой арматуре будет меньше, чем при жесткой.

Но при жесткой арматуре значительно упрощается производство работ, так как балки легко и быстро устанавливаются на место и, кроме того, нередко могут быть использованы для укрепления на них подмостей и опалубки для бетонирования. При гибкой же арматуре укладка тонких стержней на определенных расстояниях друг от друга, трудность бетонирования между стержнями и необходимость устройства жестких форм и подмостей усложняют работы, требуя обязательно опытных мастеров.



Черт. 29.

III. По способу производства работ, железобетонные конструкции разделяются на устраиваемые на месте и на сборные, составляемые из заранее заготовленных в стороне от постройки (на заводе) отдельных элементов.

При обычном способе выполнения всего сооружения на месте лучше всего достигается его монолитность, благодаря которой действие внешних сил распространяется на значительное протяжение, что приводит, вообще говоря, к уменьшению размеров отдельных его частей; кроме того, при монолитном выполнении в полной мере используется ценное свойство железобетона — легкая приспособляемость к самым неправильным и сложным формам.

Но иногда производство работ монолитным способом бывает затруднительным, а во многих случаях требует значительной затраты времени и лесных материалов; к этому надо присоединить еще ограниченный в нашем климате срок производства работ на открытом воздухе. В этих случаях с целью ускорения, а иногда и удешевления постройки, отливка сооружения на месте может быть заменена сборкой его из отдельных частей, изготавливаемых в стороне и соединяемых между собою цементным раствором по установке их на место.

Этот способ дает возможность вести работы в году более равномерно, так как вся заготовка может быть произведена зимой, и, кроме того, позволяет приступить к эксплуатации сооружения немедленно после сборки, что нередко представляет существенные выгоды. Затем, здесь возможно достигнуть полной механизации работ, более тщательного надзора за качеством бетона и экономии в лесных материалах.

Все это нередко заставляет стремиться к замене отливки сооружения на месте сборкой его из отдельных частей.

Но при этом способе требуется наличие соответствующих транспортных и подъемных средств, и не всегда возможно достигнуть необходимой монолитности. Заметим, что при устройстве сооружения полностью или частично из готовых железобетонных элементов должна быть обеспечена достаточная устойчивость и пространственная неизменяемость его, что требует, вообще, приведения элементов в монолитную связь друг с другом, создания связи элементов с частями, бетонируемыми на месте, и придания самим элементам достаточно устойчивой формы.

По степени достигнутой монолитности, сборные конструкции могут быть вполне монолитными, частично монолитными и вовсе не монолитными.

ОПЫТНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ И ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ ДЛЯ РАСЧЕТА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ.

С самого начала появления железобетона естественно возникла необходимость производства многочисленных опытов для разностороннего освещения совместной работы бетона и железа в железобетонных конструкциях и, в частности, в изгибаемых балках. Результаты этих исследований послужили основанием для выработки теории и способов расчета основных элементов железобетонных сооружений.

Дальнейшие успехи развития теории железобетонных конструкций также были достигнуты путем опытов, освещенных законами механики. Многие вопросы конструкций были разрешены только недавно, благодаря упорной исследовательской работе, но имеется еще не мало вопросов, подлежащих разрешению.

Ниже приведены в самом кратком виде важнейшие результаты опытов.

§ 7.-Сцепление или сопротивление скольжению забетонированного железа.

Под сцеплением понимается явление, при котором забетонированное железо оказывает значительное сопротивление при выдергивании или при выталкивании его. При достаточной длине забетонированного стержня это сопротивление может быть так велико, что скорее будет преодолено сопротивление растяжению железа, чем сцепление с бетоном по окружности стержня.

Можно указать на три причины существования сцепления между железом и бетоном.

Прежде всего, благодаря усадке бетона, т. е. уменьшению его в объеме при твердении на воздухе, происходит зажимание железных стержней в бетоне, вследствие чего скольжению их будут противодействовать проявляющиеся силы трения.

Затем сдвигу железных стержней противодействуют силы склеивания (Klebekraft)*; такое склеивание цемента или бетона с железом доказано опытами, так, например, для отрывания от железного листа раствора 1:3 в возрасте 45-дней требуется приложить усилие по нормали к листу от 5 до 19,2 кг/см², в зависимости от состояния поверхности железа и способа хранения.

Наконец, поверхность железных стержней никогда не бывает совершенно цилиндрической и гладкой, а всегда на ней имеется корка от прокатки, местами чешуйчатая и с надрывами, так что при усадке бетона мельчайшие частицы раствора войдут в неровности, и при сдвиге железных стержней непосредственно прилегающий к ним цементный слой во многих местах будет срезан и соскребен, т. е. потребуются преодолеть сопротивление срезу бетону.

* Mörsch E. Der Eisenbetonbau, Bd. 1. H. 1, 1923. S. 95.

Сопротивление бетона срезыванию вообще может быть принято как верхний предел величины сцепления.

При опытах и в практике не разделяются три указанных фактора — трение, склеивание (собственно сцепление) и сопротивление срезыванию, а определяется численная величина сцепления, или так называемого сопротивления скольжению, отнесенная на квадратный сантиметр наружной поверхности железа.

Как было отмечено ранее, существование сцепления между железом и бетоном есть главная причина возможности совместной работы бетона и железа, поэтому является крайне важным выполнение всех условий для обеспечения в конструкции необходимого сцепления.

Величина сцепления или сопротивления скольжению, на основании многочисленных опытов Баха, Баушингера, Куанье, Графа и др., зависит от многих данных.

Сцепление или сопротивление скольжению возрастает с увеличением содержания цемента в бетоне и уменьшается с увеличением избытка воды. Например, по опытам Баха: при 15% воды оно $23,7 \text{ кг/см}^2$, при 18% — $13,0 \text{ кг/см}^2$ и при 21% (литой бетон) — $6,4 \text{ кг/см}^2$.

Сотрясение и трамбование перед схватыванием повышают сопротивление скольжению. Оно также возрастает с увеличением возраста бетона; по опытам Фере это возрастание достигло 70% при увеличении возраста с 4 недель до 4 лет.

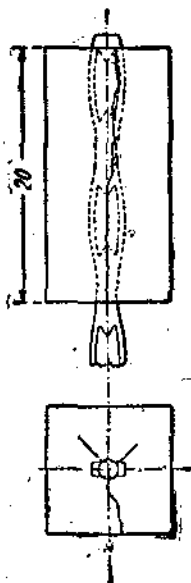
Сопротивление скольжению (сцепление) зависит от формы сечения стержней; для круглых стержней оно несколько больше, чем для ограниченных плоскими поверхностями (вероятно, благодаря лучшему облеганию бетона). Так, по американским опытам было получено для арматуры из круглого железа — $35,8 \text{ кг/см}^2$, из квадратного — $30,2 \text{ кг/см}^2$ и из плоского — $20,5 \text{ кг/см}^2$. Специальные американские стержни дали при выдергивании

сопротивление скольжению в $1\frac{1}{2}$ раза большее, чем круглые стержни. Но образцы с таким железом (Thacher-Eisen) разрушались (черт. 30), тогда как при круглом, квадратном и плоском железе не получалось ни одной трещины.

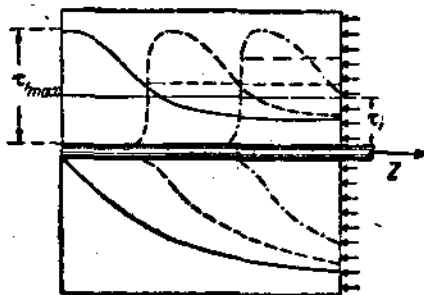
При шероховатой поверхности железа и наличии корки от прокатки — сопротивление скольжению увеличивается по сравнению с совершенно гладкой поверхностью. Затем, у тонких стержней оно меньше, чем у толстых; при меньшем сечении растет влияние упругих свойств железа.

Величина сцепления или сопротивления скольжению на единицу поверхности уменьшается по мере увеличения длины заделки выдергиваемого стержня. На выяснении этого явления остановимся несколько подробнее*.

При выдергивании железного стержня из бетонной призмы (черт. 31) железо при входе в нее будет напряжено на растяжение, а бетон на сжатие; в результате, хотя бы и очень незначительных удлинений противоположного знака, является нарушение сцепления и скольжение железа. Силы трения, которые, по наступлении движения, проявляются в неболь-



Черт. 30.



Черт. 31.

* Mörsch E. Der Eisenbetonbau, Bd. 1, H. 1, 1923. S. 102.
Буданов Н. А., Железобетон. Теория, 1926, стр. 29.

пом размере, уменьшают напряжение в железе и в бетоне и способствуют выравниванию сил. По мере удаления от входа уменьшаются напряжения железа, а с ним и удлинения его, и в той же степени уменьшаются укорочения бетона; одновременно же убывают величины движений, с чем связан небольшой прирост сопротивлений трения. Наибольшая величина сцепления будет там, где удлинения обоих материалов сделаются бесконечно малыми, так что скольжение не будет иметь места. Напряжение же растяжения в железе здесь быстро падает до нуля, так что позади оба материала не будут напряжены и никакие продольные напряжения по поверхности не будут действовать.

На черт. 31 верхние кривые представляют вероятный закон изменения напряжения скольжения по длине железа при разных величинах растягивающей силы Z , причем сплошная кривая относится к максимуму Z , когда скольжение распространилось до конца бетонной призмы. Нижние кривые представляют соответствующий закон изменения усилий, растягивающих железо.

Таким образом, напряжение скольжения (сцепление) распределяется неравномерно по длине заделки, и с увеличением ее длины среднее, расчетное напряжение $\tau_1 = \frac{Z}{u \cdot l}$, где u — периметр стержня и l — длина, уменьшается, в то время как действительное максимальное напряжение τ_{max} для данного образца представляет постоянную величину.

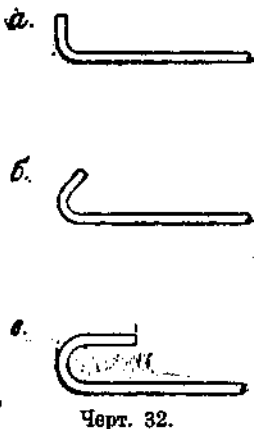
При указанном очертании кривых, горизонтальные прямые средних напряжений, отсекающие выше и ниже каждой кривой равновеликие площади, удовлетворительно согласуются с опытом.

Сопротивление скольжению определялось также и при изгибе балок (с разным армированием), в которых напряжения сцепления постепенно возрастают по направлению от середины балки к опорам; в общем же величины сопротивления скольжению при изгибе хорошо согласуются с результатами прямых опытов на выдергивание железа. Постановка хомутов, по опытам Французской комиссии, повышает сопротивление скольжению до 25%.

В настоящее время, на основании многочисленных опытов, можно принять, что сцепление железа с бетоном или сопротивление скольжению в зависимости от состава бетона равно 20—35 кг/см². Оно почти равно временному сопротивлению бетона скалыванию и превосходит временное сопротивление бетона растяжению.

Не полагаясь на одну силу сцепления между бетоном и железом, на практике сопротивление скольжению увеличивают еще тем, что концы стержней загибают крюками.

Различают три рода крюков — прямоугольный, остроугольный (под $\angle 45^\circ$) и полукруглый (черт. 32). Наиболее действительным из них является полукруглый крюк Консидера *, который и нашел преимущественное применение в железобетонных конструкциях. При натяжении (при очень большой нагрузке) стержня с таким концом внутри полукруга развивается сильное давление на бетон и значительное трение по бетону при деформировании и скольжении конца стержня (черт. 33). Диаметр загиба крюка по Консидеру, не должен быть менее 5 диаметров стержня **. Прямоугольный крюк, который применялся раньше, плохо



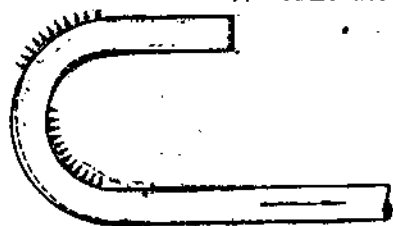
Черт. 32.

* По опытам Баха сопротивляемость балок разрушению увеличивалась — при прямоугольных крюках на 69%, при остроугольных на 80% и при полукруглых на 96% по сравнению с балками со стержнями без загибов (Probst Bd. 1, 1923, S. 346).

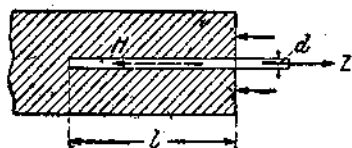
** По Врем. нормам 1926 г., загиб крюка должен быть проведен по диаметру не менее 4d; по Врем. нормам НКПС, — не менее 3d, а по Германским нормам 1925 г. и по новому проекту норм хом, СТО — не менее 2,5d.

сопротивляется разгибанию и при тонком слое бетона (что обычно бывает в торце) может выдавить его. Ввиду меньшего расхода железа при устройстве этих крюков, он находит применение для сжатого железа.

В заключение еще заметим, что для того, чтобы стержень не мог быть вырван из бетона, нельзя переходить предел текучести железа (около 2500 кг/см^2), так как происходит уменьшение поперечного сечения и связанное с ним отделение железа от бетона.



Черт. 33.



Черт. 34.

При этом условии и при силе сцепления $\tau_1 = 20 \text{ кг/см}^2$ может быть определена (приблизительно) наименьшая длина заделки круглого стержня из равенства растягивающих и срезающих сил (черт. 34)

$$\frac{\pi d^2}{4} \cdot 2500 = \pi d l \cdot 20$$

$$l = \frac{2500 d}{4 \cdot 20} \approx 30d,$$

§ 8. Модуль упругости бетона.

Вопрос о модуле упругости, весьма важный для расчета железобетонных конструкций, в настоящее время может считаться достаточно выясненным.

Из многих опытов, производившихся над бетонными образцами для определения модуля их упругости, наибольшее значение имеют опыты Баха и Шюля, которыми установлено, что и при сжатии и при растяжении напряжения в бетоне (σ) непропорциональны относительным удлинениям (ϵ), т. е. не следуют закону упругости Гука ($\epsilon = \sigma : E$).

Зависимость между E , и σ для каждого бетонного образца может быть выражена уравнением

$$\epsilon = \frac{1}{E_0} \sigma^m = \alpha \sigma^m,$$

где m для сжатия изменяется от 1,10 при жирном бетоне до 1,20 при тощем бетоне, т. е. напряжения возрастают медленнее удлинений.

Вычисляя модуль упругости по соответствующим относительным удлинениям ($\epsilon = \frac{\Delta l}{l}$) и напряжениям ($\sigma = \frac{P}{F}$), нашли, что E_0 постепенно уменьшается как при сжатии, так и при растяжении, по мере возрастания напряжения в бетоне, причем для одного и того же состава он меньше при растяжении, чем при сжатии.

При сжатии E_0 уменьшается от $400\,000 \text{ кг/см}^2$ до $150\,000 \text{ кг/см}^2$ (при очень большом напряжении), а при растяжении от $300\,000 \text{ кг/см}^2$ до $50\,000 - 25\,000 \text{ кг/см}^2$.

Как при сжатии, так и при растяжении E_0 больше для жирного бетона, чем для тощего.

Далее, опыты Баха показали, что E_0 возрастает с увеличением возраста бетона и находится в зависимости от материалов и количества воды, взятой для затворения.

В нижеследующей таблице приведены значения модуля упругости E_0 для образцов в возрасте трех месяцев, состава 1:3 и 1:4, при содержании воды 8% и 14% (по опытам фирмы Вайс и Фрейтаг).

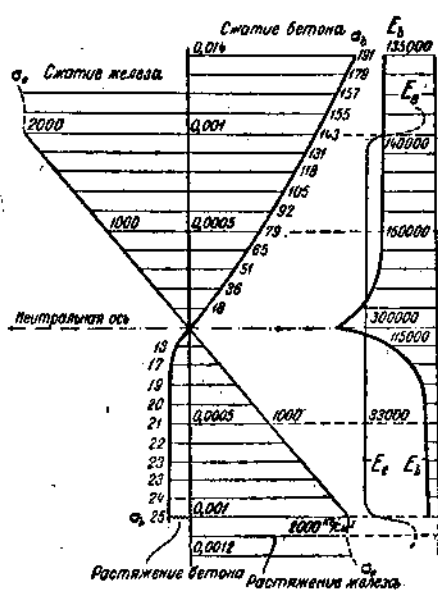
Напряжение σ кг/см ²	Состав 1 : 3		Состав 1 : 4	
	Воды 8%, возраст 3 мес.	Воды 14%, возраст 3 мес.	Воды 8%, возраст 3 мес.	Воды 14%, возраст 3 мес.
Сжатию	61,3	240 000	209 000	211 000
	49,0	247 000	216 000	218 000
	36,8	257 000	222 000	225 000
	30,6	261 000	227 000	230 000
	24,5	266 000	235 000	235 000
	18,3	273 000	241 000	241 000
	15,3	278 000	246 000	247 000
	12,2	284 000	254 000	250 000
	9,2	287 000	260 000	257 000
	6,1	290 000	265 000	265 000
Растяжению	3,0	300 000	272 000	273 000
	0	—	—	—
	1,6	287 000	230 000	266 000
	3,1	233 000	207 000	240 000
	4,6	230 000	200 000	224 000
	6,2	221 000	194 000	200 000
	7,7	203 000	175 000	190 000
	9,2	196 000	—	—
Сопротивление на разрыв кг/см ²	12,6	10,5	9,2	8,8
Сопротивление сжатию призм после 5 мес. твердения кг/см ²	286	216	237	172

На черт. 35 на основании других опытов показана графическая зависимость изменения модуля упругости E от напряжений для бетона и для железа.

Как видно, напряжение бетона изменяется не по прямой, как для железа, следующего закону Гука, а по кривой, имеющей разный характер — для сжатия и растяжения.

Модуль упругости с увеличением напряжения сжатию уменьшается, причем на значительном протяжении сохраняет величину, близкую к отвечающей предельному сжатию; при растяжении же модуль упругости с увеличением напряжения быстро падает, сразу достигая малой величины.

При расчете железобетонных конструкций (внутренних сил) не требуется знания численной величины модуля упругости бетона, а только отношения между таковыми модулями для



Черт. 35.

железа и бетона, которое по общепринятому способу расчета, для достижения однообразных условий, принимается равным

$$\frac{R_s}{E_b} = n = 15,$$

т. е. модуль упругости бетона при сжатии принимается постоянным и равным $\frac{2\,100\,000}{15} = 140\,000 \text{ кг/см}^2$, что соответствует значению, имеющему место при напряжениях, близких к разрушению бетона.

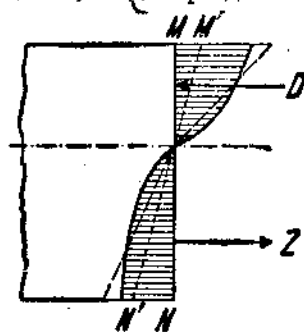
При определении же лишних неизвестных (внешних сил) и деформаций (прогибов) отношение $n = \frac{E_s}{E_b}$ принимается равным 10, т. е. $E_b = 210\,000 \text{ кг/см}^2$ при сжатии и растяжении.

По американским нормам, 1924 г. при расчете выбор величины модуля упругости бетона при сжатии ставится в зависимость от сопротивления бетонных кубиков раздавливанию после 28 дней, а именно:

- $n = 15$ — при сопротивлении от 106 до 155 кг/см^2 ,
- $n = 12$ — при сопротивлении от 155 до 204 кг/см^2 ,
- $n = 10$ — при сопротивлении более 204 кг/см^2 .

§ 9. Распределение напряжений в поперечном сечении при изгибе.

Возможность применения к бетонным и железобетонным балкам гипотезы Бернулли, что после изгиба поперечные сечения их остаются плоскими, подтверждена многими опытами.



Черт. 36.

При таком допущении, под действием данной нагрузки, сечение MN (черт. 36) переходит в положение $M'N'$, т. е. относительные удлинения волокон бетона возрастают пропорционально расстояниям от нейтральной оси (теория Навье).

Напряжения же в бетоне, как установлено, не пропорциональны относительным удлинениям ($\varepsilon = \frac{\sigma^m}{E_b}$), а следовательно, и расстояниям до нейтральной оси, а возрастают пропорционально корню

степени m из этих расстояний $\sigma = \sqrt[m]{E_b \cdot \varepsilon}$, т. е. в бетонной или железобетонной балке, подверженной изгибу, напряжения в поперечном сечении

распределяются не прямолинейно, а по кривой, причем близ нейтральной оси их изменения происходят быстрее, чем у краев сечения.

Также установлено, что вследствие различия величин модуля упругости при сжатии и при растяжении напряжение бетона у растянутого края всегда менее напряжения у сжатого края сечения*. При этом, по условию равновесия горизонтальных сил, сумма всех сжимающих напряжений D , приложенная в центре тяжести диаграммы сжатия, должна быть равна сумме всех растягивающих напряжений Z , т. е. вверх и вниз от нейтральной оси находятся равные площади диаграммы напряжений.

Однако для упрощения расчета допускают, что $m = 1$, тогда напряжения в сечении балки будут изменяться по прямой (черт. 36), которая у нейтральной оси получает излом.

Затем, так как при общепринятом способе расчета железобетонных конструкций сопротивление бетона растяжению не принимается во вни-

* Так, для состава 1:3 соответствующие друг другу напряжения у краев сечения следующие (в кг/см^2):

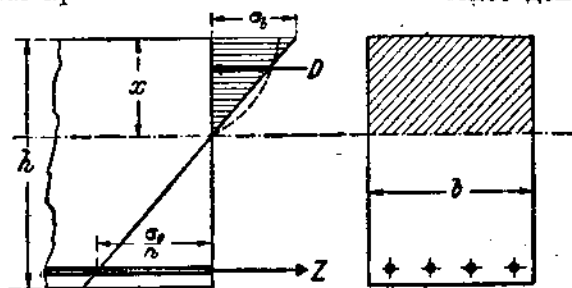
сжатие:	3,5;	5,3;	7,3;	9,4;	20,8;	26,2
растяжение:	3,1;	4,6;	6,2;	7,7;	11,5;	12,6.

ние, а все растягивающие напряжения передаются арматуре, то часть диаграммы напряжения бетона книзу от нейтральной оси отпадает вовсе, как представлено на черт. 37.

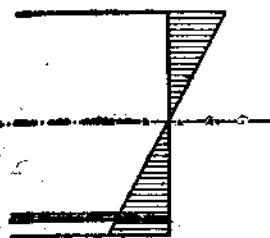
Из этой диаграммы, вследствие равенства прямолинейного и криволинейного треугольников напряжения сжатия, видно, что расчетное напряжение более действительного для крайних сжатых волокон и менее действительного для волокон, ближайших к нейтральной оси, т. е. в действительности напряжения распределяются в сечении более равномерно, чем по расчету, и расчет дает завышенную прочность.

Относительно определения напряжений существуют и другие предложения, которые можно разделить на две основные группы, а именно — учитывающих работу бетона

на растяжение и не учитывающих таковой работы. К первой группе относятся: 1) способ Маза-Неймана (черт. 38), заменяющий кривую напряжений в бетоне по всему сечению прямой линией, т. е. принимающий модуль упругости одинаковым для сжатия и растяжения, 2) способ Мелана (черт. 39) — диаграмма напряжений ограничена ломаной линией, т. е. приняты разные модули упругости, 3) способ Консидера (черт. 40) — то же, но другого вида ломаная линия, 4) способ Сандерса (черт. 41) — кривая напряжений — парабола.



Черт. 37.



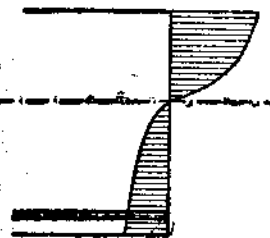
Черт. 38.



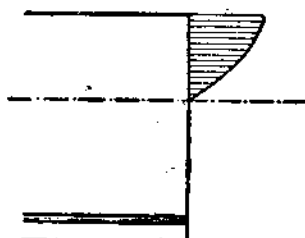
Черт. 39.



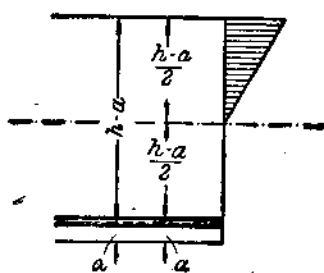
Черт. 40.



Черт. 41.



Черт. 42.



Черт. 43.

Ко второй группе относятся: 1) способ Риттера (черт. 42) — диаграмма напряжений сжатия — парабола и 2) способ Кенена (черт. 43), как и в обычном способе (черт. 37), диаграмма напряжения сжатия — прямая линия, но нейтральная ось всегда принимается по середине высоты сечения.

Из приведенных способов определения напряжений, кроме общепринятого, иногда находят применение еще два — способ Маза-Неймана и Мелана, остальные же имеют больше историческое значение.

§ 10. Сопротивление изгибу.

Первые же опыты на изгиб железобетонных балок указали, что железо, благодаря силе сцепления его с бетоном, принимает на себя растягивающие напряжения. Затем было обнаружено, что сопротивление балки возрастает, если продольные стержни железа расположить ближе к нижней грани балки.

Разрушение плит, снабженных продольными стержнями, расположенными параллельно нижней грани плиты, происходило регулярно так, что сперва появлялись близ середины поперечные трещины на нижней поверхности плиты, которые с увеличением нагрузки увеличивались, а затем происходило раздробление бетона в верхних слоях плиты.

Таким образом, сопротивление железобетонных балок и плит изгибу находится в зависимости от прочности бетона в сжатой зоне и от сопротивления растяжению железа арматуры. При этом с увеличением процентного содержания железа сопротивление изгибу соответственно повышается*.

Затем опыты Залигера показали, что при малом и среднем количестве арматуры (от 0,3 до 1,5%) предел текучести железа наступает раньше, чем бетон в сжатой зоне будет раздроблен, поэтому при слабой арматуре может быть применен и бетон меньшей прочности; при сильной же арматуре, примерно больше 2%, разрушение происходит вследствие раздробления бетона, а напряжение в железе остается ниже предела текучести.

Из других опытов упомянем об опытах Сандерса и Баха**.

Опыты Сандерса над плитами имели целью установить зависимость сопротивления их от возраста бетона, состава бетона и количества железа. Они показали:

а) при прочном бетоне (1:2 или 1:2:2) появление трещин происходит вследствие разрыва бетона в растянутом поясе, за исключением случаев сильной арматуры, когда балка разрушалась в сжатом поясе;

б) при слабом бетоне (1:3 или 1:3:3) разрушение происходит при разрыве бетона, если арматура сравнительно слабая; сильная арматура вызывала разрушение на сжатие и, чаще, на скалывание бетона;

в) увеличение количества железа бесполезно при слабом бетоне; при сильном бетоне оно заметно повышает сопротивление.

Это отлично видно на диаграмме (черт. 44), где по оси абсцисс отложено процентное содержание железа, а по оси ординат — ломающий момент нагрузки;

г) возраст бетона при прочих одинаковых условиях увеличивает сопротивление плит, что хорошо видно на этой же диаграмме;

д) примесь щебенки к цементу и песку, вообще говоря, увеличивает сопротивление плит.

Опыты Баха над сопротивлением балок, между прочим, дали:

а) появлению трещин или разрушения всегда предшествовало появление на нижней поверхности бетонных балок мокрых пятен. Это явление Бах объясняет тем, что балки, хранившиеся до опытов в сыром песке, выделяют влагу в тех местах, где под действием нагрузки происходит смещение частиц бетона;

б) напряжения на разрыв у растянутой грани изгибаемой бетонной балки (без арматуры), вычисленные по формуле изгиба для

* По опытам Залигера, зависимость между процентным содержанием железа и сопротивлением изгибу была получена следующая:

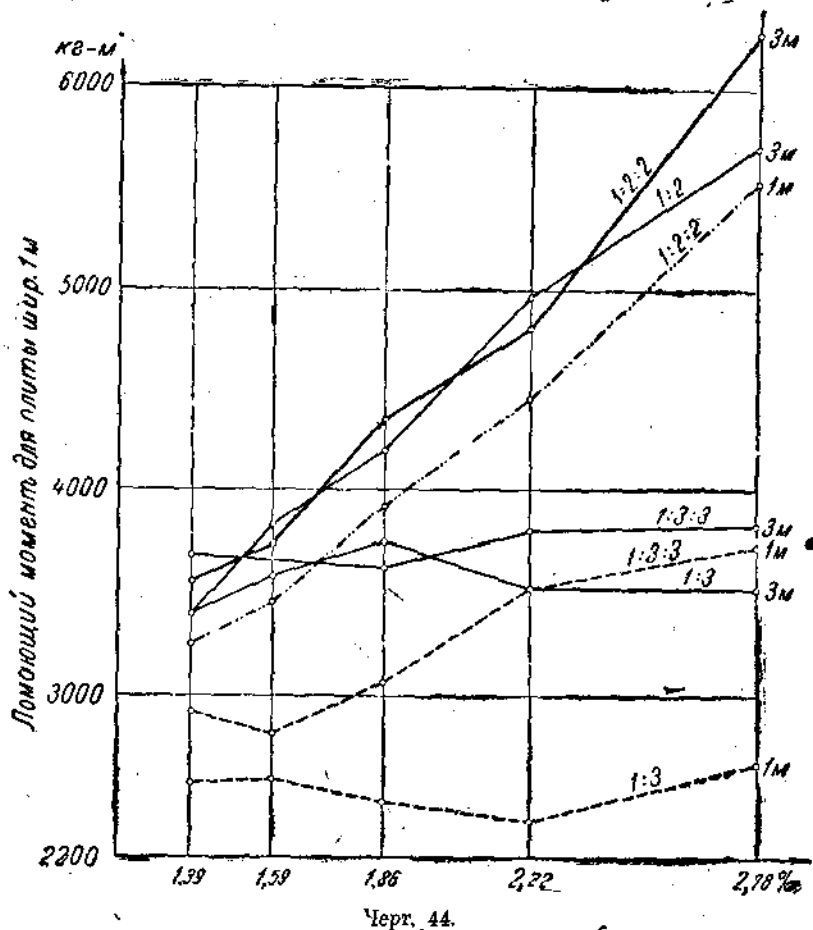
ρ в %	0,	$\frac{1}{4}$,	$\frac{1}{2}$,	$\frac{3}{4}$,	1,	$1\frac{1}{4}$,	$1\frac{1}{2}$
σ в кг/см^2	30,	40,	75,	110,	145,	175,	205.

** Передерий Г. П. Курс железобетонных мостов. 1920, стр. 7.

однородного материала, т. е. $\sigma = \frac{M}{W}$, оказались почти вдвое больше временного сопротивления на простое растяжение*.

Такая разница объясняется, во-первых, взаимодействием смежных волокон бетона, благодаря которому менее напряженные волокна задерживают разрыв более напряженных, и, во-вторых, тем, что вычисленные напряжения будут более действительных (черт. 36);

в) сопротивление железобетонной балки с железом в количестве 0,52%, по сравнению с чисто бетонной балкой, возросло почти в 4 раза;



г) в бетонной балке разрушение происходит быстро после появления мокрых пятен; в железобетонной балке не только мокрые пятна, но и первые трещины еще далеко отстоят от условий разрушения. Железобетонная балка с трещинами в вытянутой зоне бетона может считаться еще в безопасности. Разрушение железобетонной балки не происходит вдруг, как бетонной, вследствие излома: оно наступает медленно и сопровождается значительным раскрытием трещин; опасное положение всегда может быть своевременно замечено;

д) первые трещины в балке появляются тем скорее при прочих равных условиях, чем шире балка и чем более сосредоточено железо в ее сечении; при одном стержне трещина появляется скорее, чем при трех стержнях того же в сумме сечения;

* Сообразно с этим, сопротивление растяжению при изгибе установлено в среднем от 20 до 30 кг/см², в то время как сопротивление при чистом растяжении того же бетона составляет только 10—15 кг/см².

е) отгибание стержней у концов балки, для противодействия косым растягивающим напряжениям, повышает прочность балки, и разрушение ее происходит не вследствие скольжения железа, а вследствие его разрыва, а также раздробления бетона в сжатом поясе балки. На протяжении отогнутых концов стержней балки не дали трещин, следовательно, укрепление их на косой разрыв вполне достигается отгибанием стержней вверх.

Приблизительно тот же результат получался и от применения хомутов, но последние вызывают более раннее появление первых трещин (в сечениях, где расположены хомуты).

§ 11. Растяжимость бетона в железобетонных конструкциях.

Опыты на удлинение чисто бетонных тел показали, что первые трещины появляются при удлинении около 0,1 мм на 1 м длины.

При первых опытах Консидера (в 1899 г.) над железобетонными призмами*, закрепленными одним концом и подвергавшимся на другом изгибу, им были установлены удлинения на стороне разрыва, значительно превосходящие в чистом бетоне и доходившие до 1,98 мм на 1 м длины.

Позднейшие же опыты Консидера и, особенно, Клейнлогеля показали гораздо меньшие значения, приближающиеся к удлинениям чисто бетонных образцов, а именно: 0,1—0,2 мм на 1 м длины. При этом, чем выше качество бетона, тем больше и его растяжимость.

Из опытов Клейнлогеля вместе с тем следует и другой вывод: растяжение бетона остается одинаковым в присутствии большего или меньшего количества железа в балке, но нагрузка, при которой предельное растяжение достигается (граница появления первых трещин), тем больше, чем больше железа в балке, что видно из таблицы результатов этих опытов:

№	Арматура	Сечение	При первой трещине	
			Нагрузка	Растяжение
B	1 стерж. $d = 10$ см	0,7854 см ² 0,183%	3 600—3 900	0,118 мм на 1 м
C	2 " $d = 10$ "	1,5708 " 0,366%	4 800—5 200	0,16—0,17 "
D	3 " $d = 10$ "	2,3562 " 0,549%	5 500—6 000	0,16—0,19 "
E	1 " $d = 22$ "	3,8013 " 0,887%	5 250—6 000	0,15—0,24 "
F	2 " $d = 22$ "	7,6026 " 1,774%	6 000—7 000	0,16—0,20 "
G	3 " $d = 22$ "	11,4039 " 2,661%	6 060—7 500	0,14—0,18 "

Бах, на основании своих опытов, приходит по этому вопросу к следующим заключениям:

а) В железобетонной балке растяжение при появлении мокрых пятен равно растяжению при разрыве невооруженного бетона. Например, растяжение при разрыве образца без железа было равно 0,065 до 0,09 мм на 1 м, а растяжение при появлении мокрых пятен, при изгибе железобетонных балок,—0,06 до 0,10 мм.

б) Первая трещина в железобетонных балках появляется позже появления мокрых пятен; растяжения при этом достигают величины 0,123—0,143 мм на 1 м.

в) Чем равномерней распределено по ширине балки железо, тем позже наступает трещина и тем больше величина вытяжки; таковая в опытах Баха достигла 0,235 мм на 1 м, а для балки с железной полосой с прорезами получена вытяжка 0,567 мм, т. е. в 4 раза больше, чем для неармированного бетона.

Следует еще отметить, что для образцов (балок), лежавших в воде, удлинения получались больше; так, для лежавших в воде—0,205 мм, в то время как для лежавших на воздухе было только 0,097 мм, перед появлением первой трещины.

* Призмы сечением 6×6 см и длиной 60 см были армированы с одной стороны тремя круглыми стержнями диаметром $4\frac{1}{4}$ мм; раствор состава 1:3.

Граф полагает, что для железобетонных балок, находящихся на воздухе, за наибольшую величину удлинения, при которой можно не опасаться появления трещин, следует принимать на практике не более 0,2 мм на 1 м.

Некоторое отдаление момента образования трещин в армированном бетоне, по сравнению с простым, можно объяснить тем, что железо, благодаря сцеплению с бетоном, способствует более равномерному распределению растягивающих усилий в бетоне, трещины раскрываются медленнее и некоторое время остаются невидимыми, тогда как при простом бетоне разрыв происходит сразу по слабейшему месту. Это относится не только к изгибаемым, но и к растягиваемым телам.

Таким образом, на основании опытов, можно прийти к заключению, что появление трещин в железобетоне происходит при том же удлинении (0,10—0,15 мм на 1 м), как и в простом бетоне, но наличие арматуры замедляет появление первых заметных трещин в бетоне.

Слабое сопротивление бетона растяжению даже в присутствии арматуры и привело к тому, что при общепринятом способе расчета железобетонных конструкций это сопротивление бетона не принимается во внимание.

Приведем диаграмму (чертеж 45) результатов опытов Консидера (1899 г.) над растяжением железобетонного бруска (при изгибе), которая дает наглядную картину распределения напряжений между бетоном и железом.

Здесь ординаты выражают нагрузки, последовательно приложенные к призме, а абсциссы — соответствующие удлинения образца.

Пока нагрузка не превышала некоторой величины oa , удлинения железных стержней и окружающего их бетона (раствора) увеличивались пропорционально нагрузкам и были очень незначительны; но дальше на небольшом протяжении быстро возрастали, а вслед затем снова увеличивались пропорционально нагрузкам, вследствие чего на диаграмме кривая после перелома в точке B переходит в прямую BC .

По измеренным удлинениям стержней и при известных поперечном сечении их и модуле упругости железа можно было определять те части нагрузок, которые непосредственно принимались железом:

$$F_s \sigma_s = F_s \cdot E_s \cdot \epsilon$$

где F_s — площадь сечения железа, E_s — модуль упругости железа = 2100 000 кг/см².

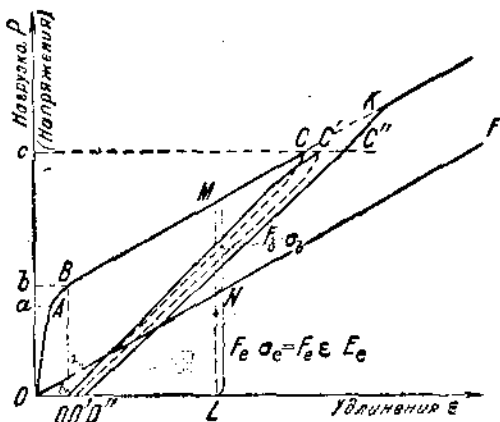
Естественно, пока напряжения в железе, вызываемые этими нагрузками, не превышали предела пропорциональности, зависимость между удлинениями стержней и соответствующими нагрузками выражалась прямой линией OE , которая оказалась почти параллельной прямой BC .

Разность ординат обеих линий (например, MN) выражает усилие, растягивающее бетон:

$$P - F_s \sigma_s = F_b \sigma_b,$$

где F_b и σ_b — площадь сечения и напряжение бетона.

Из диаграммы видно, что напряжение в бетоне сначала быстро возрастает (до точки B), причем, пока относительные удлинения не превышают некоторой величины Ob , бетон воспринимает все возрастающую



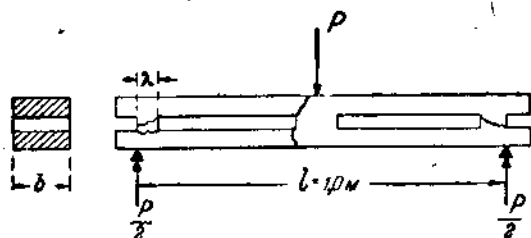
Черт. 45.

часть нагрузки P , а именно — от 0 до величины $Bb_{\text{н}}$. Далее же точки B , как бы ни было велико удлинение, например, OL , усилие в бетоне MN остается почти такое же, как $Bb_{\text{н}}$, т. е. дальнейшее возрастание нагрузки, вызывая в бетоне все возрастающие удлинения, не воспринимается больше бетоном; он продолжает растягиваться, сохраняя без всякого увеличения напряжения, полученное при удлинении $Ob_{\text{н}}$; проявляется как бы текучесть бетона *. Линии CD , $C'D'$, $C''D''$ соответствуют повторным разгрузкам и нагрузкам при нагрузке Os ; величины же OD , OD' и OD'' представляют остающиеся деформации.

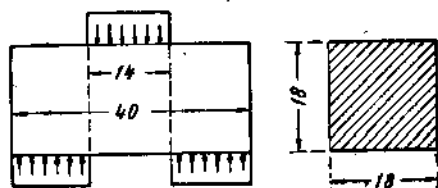
§ 12. Сопротивление бетона скалыванию.

Производство точных опытов для определения сопротивления бетона скалыванию в высшей степени затруднительно **. Мёрш для определения сопротивления скалыванию подвергал изгибу бетонные балки с продольными, по нейтральной оси, вырезами, оvoidно уложенными на двух опорах (черт. 46). При нагрузке этих балок, армированных в поясе растяжения, разрыв их происходил, благодаря скалыванию в местах соединения ребер, у концов.

Полученное таким способом сопротивление скалыванию составляло только 75–80% от непосредственно определенного при помощи пресса



Черт. 46.



Черт. 47.

Мертенса сопротивления срезыванию (черт. 47), которое для состава 1:4 было равно 37,1 кг/см²; здесь в сравнительно толстом бетонном теле могла возникнуть кривая давления.

Определенные Мёршем вычислением (по черт. 46) величины сопротивления скалыванию *** приведены вместе с сопротивлением растяжения и сжатию того же бетона в следующей таблице:

	Пропорция смеси					
	1:3		1:4		1:7	
	Количество воды в %					
	8	14	8	14	8	14
	8	14	8	14	8	14
Сопротивление скалыванию . . .	36	30	31	28	26	19
" растяжению . . .	12,6	10,5	9,2	8,8	4,4	5,5
" сжатию	280	195	220	153	127	88

* Консидером при этом опыте было определено наибольшее удлинение в 0,9 мм на 1 м, что соответствует напряжению арматуры в $\sigma_s = E_s \epsilon = 2\,100\,000 \cdot 0,0009 = 1890$ кг/см².

** На основании теоретических исследований Мор для величины сопротивления бетона скалыванию дает формулу $\tau = \frac{1}{2} \sqrt{\sigma_d \cdot \sigma_s}$; Мёрш для чистого срезывания предлагает формулу

$\tau = \sqrt{\sigma_d \cdot \sigma_s}$, где σ_d и σ_s — сопротивления бетона раздроблению и разрыву.

*** По формуле $\tau = \frac{P}{4} \cdot \frac{S}{J} \cdot \frac{l}{b\lambda}$, где S — статический момент половины сечения балки и J — момент инерции всего поперечного сечения относительно горизонтальной оси, проходящей через центр тяжести сечения.

Из нее видно, что сопротивление скалыванию увеличивается с увеличением содержания воды.

Правильность принятого Мёршем метода определения величины сопротивления скалыванию оспаривалась некоторыми исследователями, считавшими не без основания, что балки с прорезами следует рассчитывать, как жесткий контур. При таком предположении было получено для скалывания только 45% от того, что получил Мёрш.

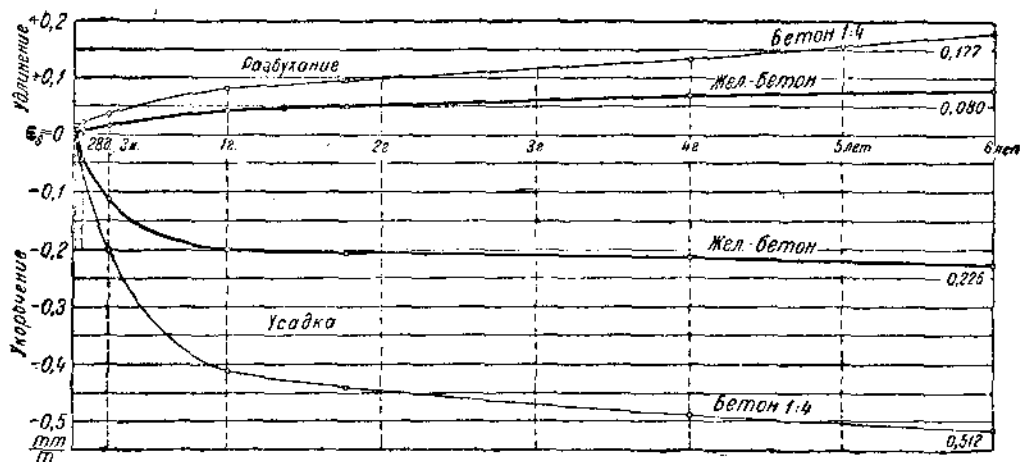
Затем опытами на скручивание бетонных цилиндров (не испытывавших нормальных напряжений) было определено сопротивление скалыванию бетона для состава 1:4, от 17,2 до 24,2 кг/см². Но и здесь разрушение цилиндров происходило собственно не от срезывания, а от главных растягивающих напряжений.

Таким образом, хотя вопрос этот еще не вполне освещен, все же видно, что сопротивление скалыванию больше (приблизительно в 2,5 раза) сопротивления разрыву и, повидимому, несколько меньше сопротивления сцеплению.

Для обычного бетона, применяемого в железобетонных сооружениях, сопротивление скалыванию, после одного месяца твердения, может быть принято, по крайней мере, в 25 кг/см².

§ 13. Усадка бетона и начальные напряжения.

Как известно из курса Бетонных работ, бетон обладает свойством уменьшаться в объеме при твердении на воздухе и увеличиваться в объеме при твердении в воде. Свойства эти—„усадка“ на воздухе и „разбухание“ в воде—проявляются в большей степени при жирном бетоне, чем при тощем. Так, линейная величина усадки, по Консидеру,



Черт. 48.

для чистого цемента составляет 1,5—2,0 мм на 1 м длины, а для смеси из 1 ч. цемента и 3 ч. песку—0,3—0,5 мм на 1 м; величина же расширения при твердении в воде смеси 1:3 после одного месяца твердения—0,2 мм на 1 м и после одного года—0,3 мм на 1 м. Затем, при влажном твердении (не под водою) происходящая усадка не так значительна, как при сухом твердении на воздухе, что является одним из поводов к смачиванию бетонных сооружений, только что выполненных.

Заметим еще, что усадка бетонов с высокосортным цементом в первый момент твердения происходит значительно интенсивнее, чем с обыкновенным цементом, но зато потом почти прекращается (по опытам Пробста).

Влияние арматуры на величину усадки и разбухания наглядно представлено графиком (черт. 48), построенным на основании результатов

опытов Баха и Графа над бетонными и железобетонными образцами на протяжении 6 лет. Оба вида образцов имели сечение 20×20 см и длину 1 м (черт. 49); арматура вторых образцов состояла из одного круглого стержня диаметром 20 мм, забетонированного в середине призм; состав бетона по объему: 1 ч. цемента на 4 части смеси песка с гравием. Образцы испытывались в вертикальном положении, с применением приспособления для точного измерения длины.

Сравнительные изменения длины тех и других образцов, при хранении в воде и на воздухе (при температуре 15° — 22° C), легко усматриваются из кривых. Деформация образцов как бетонных, так и железобетонных, при твердении на воздухе значительно больше, чем при твердении в воде. Арматура более чем в 2 раза уменьшает усадку и разбухание бетона.

Изменения длины армированных образцов заметно увеличивались в течение первого года, а затем они становились очень незначительными, причем образцы, находившиеся на воздухе, после двух лет твердения относительно меньше изменяли свою длину, чем образцы в воде.

Явления „усадки“ и „разбухания“ бетона представляются очень важными для железобетонных конструкций, так как благодаря им возникают начальные напряжения в бетоне и железе.

Здесь остановимся, главным образом, на влиянии усадки, так как обычный случай—это твердение на воздухе.

Представим себе чисто-бетонную стойку (черт. 50), которая вследствие усадки укорачивается на величину Δl , причем так как этому изменению объема ничто не препятствует, то никаких напряжений в бетоне

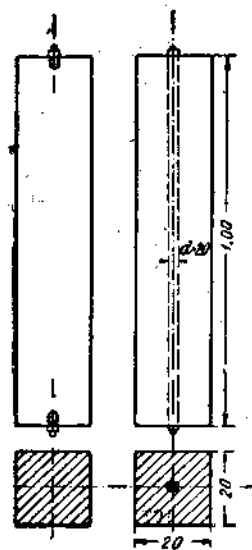
и не возникает. Если в такую стойку в процессе работы будут забетонированы железные стержни, то по окружности последних во время твердения проявятся силы сцепления, благодаря которым железо при усадке бетона хотя и укоротится на некоторую длину Δz , но не позволит бетону укоротиться на полную длину Δl , т. е. бетон как будто получает удлинение на величину Δl . При этом чем больше железа в сечении, тем больше начальное растяжение бетона. Таким образом, при твердении на воздухе забетонированное железо получает начальное напряжение сжатия, а бетон—начальное напряжение растяжения.

Обратное получается при твердении в воде, когда бетон претерпевает увеличение в объеме; здесь железо получает начальное напряжение растяжения, а бетон—напряжение сжатия.

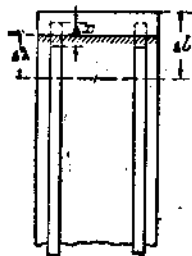
Если арматура в железобетонном элементе расположена несимметрично, например, лишь по одной стороне, то при усадке задерживающее действие арматуры отзовется в поперечном сечении как действие момента внутренних сил, вызывающего растяжение в бетоне в зоне расположения арматуры и сжатие—в противоположной зоне.

Сжимающие напряжения в железе и, особенно, растягивающие напряжения в бетоне могут, в зависимости от обстоятельств, достигнуть значительных размеров.

Но, с другой стороны, арматура, находящаяся в растянутой зоне конструкции, благодаря усадке бетона разгружается, так что пренебрежение напряжениями от усадки увеличивает запас прочности в арматуре. Напряжение же арматуры в сжатой зоне от усадки хотя и увеличивается, но, так как эта арматура никогда не напрягается до допускаемого пре-



Черт. 49.



Черт. 50.

дела (стр. 26), для нее влияние усадки также несущественно. С бетоном дело обстоит значительно хуже. В растянутой зоне начальные растягивающие напряжения будут складываться с напряжениями от изгибающего момента, причем с увеличением содержания железа начальные напряжения будут увеличиваться. При несимметричной же арматуре, как уже было упомянуто, в бетоне могут одновременно возникнуть растягивающие и сжимающие напряжения, причем последние складываются с напряжениями сжатия, вызванными изгибающим моментом от нагрузки.

Начальные напряжения в бетоне, кроме соответствующего расположения арматуры в конструкции, могут быть несколько ослаблены тем, что в первое время твердения бетона его поддерживают во влажном состоянии поливкой водою, что особенно важно в жаркое время. Появляющиеся нередко трещины во время твердения сооружений на воздухе могут быть объяснены именно значительными начальными напряжениями, появляющимися при несоблюдении необходимых предосторожностей.

Точную величину начальных напряжений установить довольно затруднительно, тем более, что величина сцепления постепенно с твердением бетона не представляет постоянной величины, а увеличивается.

На практике, обычно, при расчете некоторых статически-неопределимых конструкций (арки, рамы) учитывают влияние усадки, принимая таковое эквивалентным понижению температуры на то или иное число градусов (от 0° до 20°C) *, в зависимости от условий производства работ **.

Что касается начальных напряжений от „разбухания“ бетона в частях сооружений, находящихся в течение долгого времени под водою, то они обыкновенно вовсе не учитываются, так как они невелики и, кроме того, действуют в благоприятном направлении.

§ 14. Характер разрушения железобетонных изгибаемых конструкций.

Испытания, при которых железобетонные элементы подвергались нагрузке вплоть до разрушения, были очень многочисленны. Из явлений, наблюдавшихся во время этих испытаний, наиболее важными являются расположение и форма трещин при разрушении, так как это дает возможность, до некоторой степени, определить направление внутренних сил. Это же, в свою очередь, оказало большую помощь в установлении целесообразных сечений бетона и правильного расположения арматуры, что, разумеется, отозвалось и на рациональном и экономичном проектировании железобетонных конструкций.

Опыты на изгиб производились как с плитами, так и с балками прямоугольного и таврового сечения, однопролетными и неразрезными, которые нагружались равномерно или сосредоточенно.

В плитах, по мере увеличения нагрузки, появлялись вертикальные трещины преимущественно в средней части пролета, где имеют место наибольшие нормальные напряжения и почти нет скалывающих.

В плитах Монье с круглыми стержнями замечалось удлинение арматуры, вызывавшее ослабление сцепления бетона с железом. Скольжение железа и возрастающее расширение трещин приводило к раздроблению бетона в верхней части плиты; если арматура не разрывалась, то, по разгрузке плиты, последняя стремилась выпрямиться, сохранив известную упругость. С увеличением нагрузки разрушение плиты вообще происходит постепенно, что имеет важное значение в отношении безопасности.

Плиты, армированные цельно-решетчатым металлом не сильного сечения, разрушаются несколько иначе; металл может разор-

* По Вр. нормам на 5—10° (§§ 19—20).

** В обыкновенных гражданских зданиях для предупреждения появления трещин от усадки и от изменения температуры устраиваются сквозные швы расширения (температурные швы, разрывки) на расстояниях не свыше 40 м друг от друга, о чем подробно будет сказано дальше.

ваться даже одновременно с разрушением бетона, что можно объяснить большим сопротивлением скольжению цельно-решетчатого металла по сравнению с круглым железом.

В балках прямоугольного сечения при равномерной нагрузке или сосредоточенной посередине первые трещины также появляются в средней части пролета по вертикальному направлению, затем в крайних частях, появляются косые трещины, которые тем сильнее наклоняются вершинами к середине балки (черт. 51), чем ближе подходят к опорам. Наклон трещин является следствием соединенного действия скалывающих усилий и растягивающих.



Черт. 51.

При двух равных грузах, симметрично расположенных, трещины остаются вертикальными на всем протяжении между точками приложения грузов (черт. 52). В этом промежутке изгибающий момент постоянен, а перерезывающая сила равна нулю.

Эти результаты показывают, что в балках прямоугольного сечения трещины появляются преимущественно как результат действия нормальных напряжений, вызываемых изгибающим моментом; влияние перерезывающих сил отражается лишь на направлении трещин, и, где этих сил нет, там трещины направлены вертикально; близ опор наличие скалывающих напряжений вызывает наклон трещин.



Черт. 52.

В балках таврового сечения (в ребристых плитах) образование трещин и явления разрушения в весьма сильной степени зависят от отогнутых (косых) стержней и хомутов.

В этих балках первые трещины возникают также в месте наибольшего изгибающего момента, т. е. в середине испытываемой балки; с постепенным же возрастанием нагрузки появляются косые трещины, которые быстро распространяются по длине балки, опережая по высоте значительно ранее появившиеся прямые трещины изгиба.

В балках с арматурой только из прямых стержней (без косых стержней и хомутов) разрушение их вызывается косыми трещинами (черт. 52),

т. е. в этом случае разрушение происходит больше от действия поперечных сил, чем от изгибающих моментов.

Если балка имела достаточное число правильно расположенных отогнутых стержней, хорошее закрепление всех стержней в бетоне полукруглыми крюками, а также была



Черт. 53.

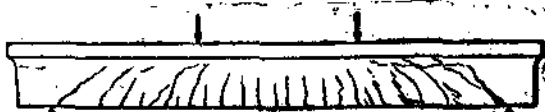
снабжена хомутами и имела достаточную толщину ребра, то, после образования значительного числа вертикальных и косых трещин, разрушение балки происходило, как и прямоугольных балок, вследствие раскрытия вертикальных трещин (черт. 53), т. е. при достижении растянутым железом предела текучести в месте наибольшего изгибающего момента, наступившего ранее, чем приводили балку к разрушению косые трещины у опор (от главных растягивающих напряжений).

Случалось иногда, что разрушение балки происходило от одновременного действия как косых трещин у опор, так и прямых трещин в середине, в месте наибольшего момента.

При недостаточно же сильной арматуре в виде косых стержней и хомутов или при слишком тонком ребре разрушение балки вызывалось косыми трещинами у опор (черт. 54). При этом косые трещины разрушения здесь подходили ближе к опорам, чем в балках с одними только прямыми стержнями (черт. 52); кроме того, самое возникновение косых трещин наступало позже, а величина разрушающей нагрузки была больше.

На величину разрушающей нагрузки значительно большее влияние оказывало рациональное расположение отогнутых стержней, чем величина их площади поперечного сечения.

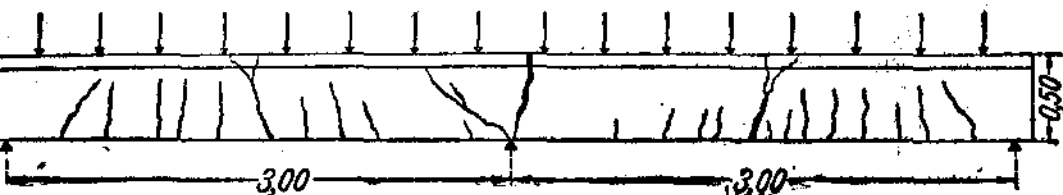
При слишком тонком ребре тавровой балки, кроме появления косых трещин разрушения, происходило также и отделение плиты от ребра. Напротив, при достаточном уширении ребра, разрушение опять происходило вследствие вертикальных трещин, появлявшихся в месте наибольшего изгибающего момента.



Черт. 54.

Опыты с тавровыми балками показали, что скалывающие силы, вернее косые растягивающие, лучше и с меньшей затратой железа могут быть восприняты рационально поставленными косыми стержнями, чем хомутами при прямых стержнях. Вместе же хомуты и отогнутые стержни работают очень хорошо. Крюки как на прямых, так и на косых стержнях имеют существенное значение.

Опыты с неразрезными балками до степени разрушения имели своей целью выяснение положения нулевых точек моментов, влияние закрепления опор, влияние отрицательных моментов над опорами и в пролете и пр.



Черт. 55.

На черт. 55 показан характер разрушения двухпролетной тавровой балки с рациональной арматурой против действия изгибающих моментов и поперечных сил.

При постепенно возрастающей нагрузке, прежде всего возникали вертикальные трещины в средине пролетов, как результат действия положительных моментов; затем уже, при сравнительно большой нагрузке, появлялась над средней опорой трещина, которая шла от верхнего края балки почти в вертикальном направлении и была вызвана отрицательным моментом; последняя трещина, при дальнейшем увеличении нагрузки, приводила к разрушению балки. Запоздание в появлении этой трещины можно объяснить тем, что здесь в работе на растяжение плиты, примыкающая к ребру, оказала большее содействие, чем растянутое сечение в месте наибольших положительных моментов. Возникновение дальнейших трещин в области положительных моментов не представляло ничего особенного; только появление больших косых трещин вблизи опор было почти внезапное, незадолго до разрушающей нагрузки.

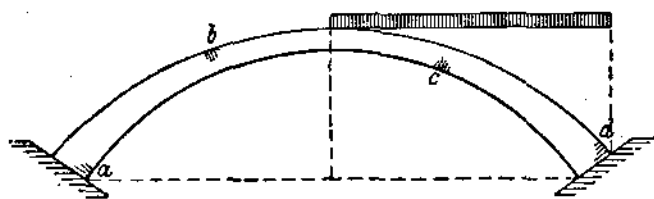
Разрушение балки происходило вследствие расширения и удлинения трещины, находящейся над опорой; одновременно с ней увеличивались также и трещины в обоих пролетах, в местах наибольших моментов. В самый же момент разрушения обе последние трещины оставались без

изменения, в то время как трещина над средней опорой раскрывалась все дальше, дойдя до конца сечения бетона. Разрушение происходило вследствие достижения предела текучести железом верхней арматуры, над средней опорой.

Кроме опытов с плитами и балками, также довольно много было произведено опытов с железобетонными арками и сводами, специально для этого возведенными *.

Испытания эти, между прочим, показали, что сопротивление сводов и арок в значительной степени зависит от неподатливости опор.

Очень часто при опытах разрушение являлось следствием перемещения или осадки опор. В этом случае, обыкновенно, трещины появляются в ключе с внутренней стороны и в пятах — с внешней стороны.



Черт. 56.

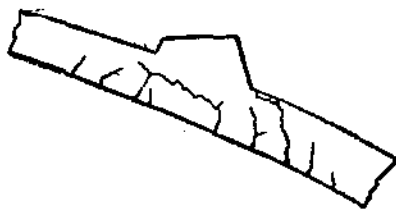
При устойчивых опорах разрушение зависит от расположения нагрузки и от очертания свода. В сводах и арках с относительно большим подъемом, при односторонней нагрузке (черт. 56), трещины образуются в не-

загруженной части у опор, с нижней поверхности и в середине пролета у верхней поверхности, а в загруженной части наоборот; в пологих сводах — первые трещины появляются в пятах загруженной части, затем в середине незагруженного пролета; при разрушении происходит раскрытие шва в ключе.

При полном загрузке свода трещины появляются с внутренней стороны в ключе и с наружной — в пятах или в близком от них сечении, в зависимости от относительного подъема свода.

Вообще трещины могут появляться на нижней или на верхней поверхности свода, начиная от пята и до шва перелома, тогда как в ключе они всегда появляются с нижней стороны, независимо от вида нагрузки. Направление всех трещин радиальное, что указывает на незначительность влияния скалывающих напряжений на разрушение.

Однако, когда на свод передаются сосредоточенные нагрузки, например при помощи вертикальных стоек, то в нем вследствие местного изгиба, под влиянием скалывающих напряжений, у места сопряжения со стойками образуются кривые трещины и горизонтальные расслоения (черт. 57).



Черт. 57.

Что касается сводов с горизонтальной внешней поверхностью, то опыты показывают, что устои здесь подвергаются меньшему распуру, и свод почти приближается к балке с заделанными концами. Разрушение начинается с появления горизонтальных трещин на наружной поверхности, вблизи устоев (опор), и затем свод, отделившись от устоев, прогибается и трескается в ключе с внутренней стороны.

Таким образом на основании опытов со сводами, между прочим, и пришли к заключению, что для конечного сопротивления свода необходимо усиливать железом те части свода (черт. 23 — 25), где получают растягивающие усилия, т. е. в которых наблюдается появление трещин.

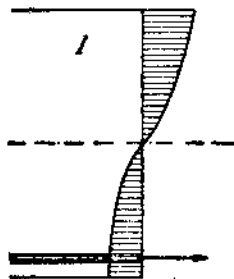
* Особенно выдающиеся сравнительные испытания сводов бетонных, железобетонных, кирпичных и каменных были произведены Особой комиссией О-ва австрийских инженеров и архитекторов (1891 — 92 гг.); давшие много ценных выводов. В России опыты с железобетонными сводами производились проф. Бохлюбским в Петрограде в 1891 г. и Кудашевым в Киеве в 1898 — 99 гг.

§ 15. Стадии напряжения.

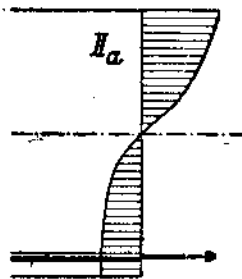
На основании многочисленных опытов (Консидера, Мёрна и др.) над изгибом железобетонных балок, при постепенно возрастающей нагрузке, вплоть до разрушения их, пришли к установлению следующих стадий напряжения.

При начале загрузки балки напряжения почти пропорциональны удлинениям (почти следуя закону прямой линии), и оба материала участвуют в восприятии усилий в растянутом поясе. Эта степень напряжения называется „I стадией“ (черт. 58).

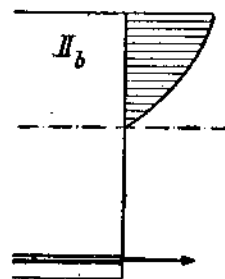
Границей этой стадии является достижение бетоном удлинения, при котором появляются мокрые пятна (стр. 38).



Черт. 58.



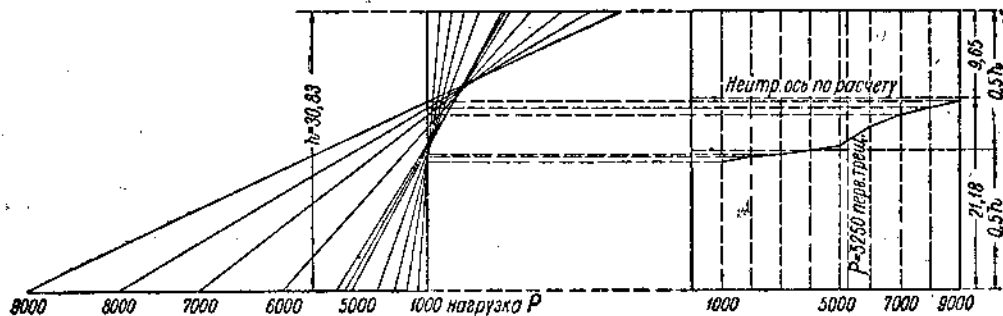
Черт. 59.



Черт. 60.

При возрастании нагрузки, после появления мокрых пятен, повышение напряжений происходит медленнее удлинений волокон, но бетон еще работает на растяжение. Эту стадию обозначают II_a (черт. 59).

При дальнейшем возрастании нагрузки удлинения крайних растянутых волокон бетона достигают такой величины, что бетон уже не может выдержать их и в растянутом поясе появляются трещины, постепенно распространяющиеся до нейтрального слоя, так что, наконец, все растя-



Черт. 61.

жение полностью воспринимается одним железом. Эта стадия называется II_b (черт. 60) и продолжается приблизительно до достижения железом предела текучести.

После этого идет III стадия разрушения, при которой или железо, становясь текучим, разрывается или сжатый бетон разрушается, дойдя до временного сопротивления раздроблению.

Заметим, что в балке, нагруженной до состояния разрушения, имеются налицо все стадии напряженности, а именно: в частях, подверженных небольшим изгибающим моментам, проявляется стадия I, далее идут стадии II со все увеличивающимся образованием трещин до стадии III в месте наибольшего момента.

Что касается положения нейтральной оси в различных стадиях напряжения балки, то, на основании измерения удлинений и

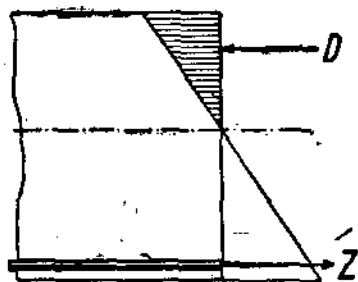
сокращений крайних волокон (опыт Баха), выяснено, что по мере нагружения балки нейтральная ось каждого сечения перемещается к сжатой грани (черт. 61), причем при малых нагрузках ось близка к середине балки (I стадия), после же появления первых трещин ее положение перемещается вверх (II стадия) и остается приблизительно постоянным. По опытам Мёрша — чем сильнее арматура, тем ниже располагается нейтральная ось.

§ 16. Об общепринятом способе расчета.

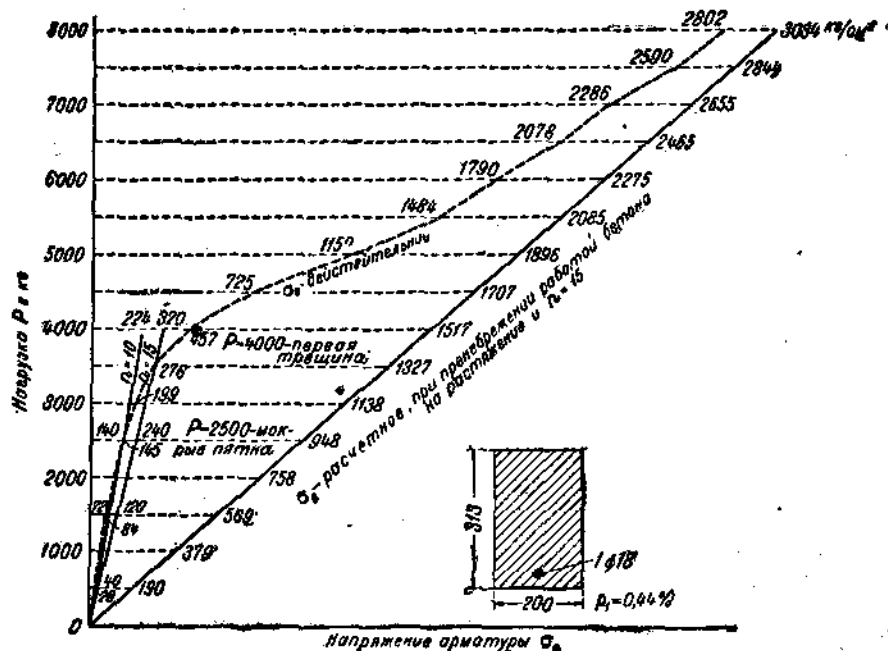
В настоящее время всеобщее применение (в Европе и в Америке) нашел способ расчета, в основание которого легло распределение напряжений по стадии II, т. е. считается, что бетон не работает на растяжение.

При этом, как указывалось в §§ 8 и 9, допускают, что при изгибе сечения остаются плоскими и напряжения пропорциональны удлинениям (черт. 62), а также, что модуль упругости бетона при сжатии и растяжении есть величина постоянная, равная $\frac{1}{n} = \frac{1}{15}$ модуля упругости железа.

Затем, по этому способу расчета, положение нейтральной оси совпадает с наивысшим действительным ее положением (черт. 61), наступающим после возникновения трещин, и определяется в каждом отдельном случае, исходя из соотношения площадей сечения растянутой арматуры и сжатой части бетона и отношения модулей упругости n .



Черт. 62.



Опытами (Мёрша, Шюле и др.) установлено, что при этом способе расчетные напряжения растянутой арматуры больше действительных (черт. 63). Как видно из приводимой диаграммы, после возникновения трещин действительные напряжения железа с дальнейшим увеличением нагрузки все более и более приближаются к расчетным.

Также опыты Баха показали, что и расчетные напряжения сжатию в бетоне при $n = 15$ получаются более действительных.

Эти выводы становятся понятными, если принять во внимание то, что в действительности нейтральная ось находится ниже, чем следует по расчету, следовательно, бетон работает более широкой зоной, а затем в растянутом поясе бетон, до появления первой трещины, либо весь работает на растяжение и помогает железу либо — частично у нейтральной оси.

При этом очевидно, что чем больше процентное содержание железа, тем влияние пренебрежения растягивающими напряжениями (по стадии II_a) в бетоне (с относительно меньшей растянутой зоной) будет меньше.

Вообще, по общепринятому способу расчета, при обычно допускаемых напряжениях и $n = 15$ получается некоторое увеличение запаса прочности. Принимая же во внимание зависимость прочности сооружений от условий производства работ, которые трудно учесть, следует признать расчет по общепринятому методу вполне обоснованным.

Принимая во внимание сделанные допущения (§§ 8 и 9), отличие самого расчета железобетонных конструкций от расчета таковых из обычных строительных материалов (железа, дерева) будет вызываться только неоднородностью этого материала, состоящего из железа и бетона, обладающих различными модулями упругости.

Но, исходя из того, что под действием внешней силы арматура принимает на себя напряжение в $n = 15$ раз больше, чем бетон (что следует из равенства деформаций

$$\epsilon_s = \epsilon_b = \frac{\sigma_s}{E_s} = \frac{\sigma_b}{E_b},$$

откуда $\sigma_s = \frac{E_s}{E_b} \sigma_b = n\sigma_b$), можно каждую единицу площади арматуры приравнять $n = 15$ таким же единицам бетона, т. е. привести материал арматуры к материалу бетона, взяв вместо площади арматуры F_s площадь бетона $n \cdot F_s$.

Вводя же такое фиктивное, так называемое приведенное сечение, последнее уже можно рассматривать как однородное, составленное из материала с одинаковым модулем упругости. Таким образом, для железобетонного элемента с площадью сечения бетона F_b и железа F_s приведенное сечение всего элемента будет

$$F_b + nF_s.$$

Для самого же расчета железобетонных плит и балок представляется возможным применить обычную формулу изгиба $\sigma = \frac{Mx}{J}$, где x — расстояние рассматриваемого волокна от нейтральной оси и J — момент инерции приведенного сечения относительно нейтральной оси.

В заключение заметим, что расчет железобетонных сооружений производится вообще на основании общих положений строительной механики, и предстоящая задача курса, в части расчетной, будет состоять главным образом в изучении методов расчета поперечных сечений отдельных частей сооружения, т. е. в проверке напряжений или в определении размеров сечения, при известных уже величинах изгибающих моментов, поперечных и нормальных сил.

Что же касается определения последних величин, то здесь необходимо считаться с тем, что большинство железобетонных сооружений относится к статически-неопределимым конструкциям, как-то: неразрезные плиты и балки, простые и многопролетные рамы, бесшарнирные арки и пр.

ГЛАВА III

ПЕРЕКРЫТИЯ (междуэтажные).

§ 17. Общие сведения.

По конструкции железобетонные перекрытия могут быть разделены на 4 основных группы:

- 1) плоские плитные перекрытия по железным балкам; к ним относятся и так называемые железобаменные перекрытия;
- 2) ребристые перекрытия и примыкающие к ним пустотелые перекрытия;
- 3) безбалочные перекрытия (грибовидные) и
- 4) сводчатые перекрытия.

По способу производства работ перекрытия разделяются на:

- 1) монолитные, устраиваемые на месте при помощи полной или частичной опалубки и
- 2) сборные из отдельных заранее заготовленных частей, собираемые без опалубки.

Отметим отличительные черты каждой из этих групп перекрытий.

Плоские перекрытия по железным балкам * наиболее просты в смысле выполнения, так как опалубка может быть подвешена непосредственно к железным балкам, а самая укладка балок не представляет затруднений. Но эти перекрытия требуют сравнительно много железа. Для придания им огнестойкости, железные балки должны быть соответственным образом прикрыты бетоном.

Отнесенные к этой группе железобаменные (железобетонные) перекрытия обладают, по сравнению с обыкновенными плоскими перекрытиями, меньшей тепло- и звукопроводностью.

Ребристые перекрытия, в которых железо и бетон использованы наиболее выгодным образом, являются весьма рациональными, требуя меньшего количества материалов, что и послужило причиной их преимущественного распространения. Но их выполнение (формы, сборка арматуры и бетонирование) сложнее выполнения плоских перекрытий, требуя более опытных рабочих и мастеров, вследствие чего они, вообще, обходятся дешевле плоских, только начиная с пролетов в 3—4 м.

Если по тем или другим соображениям потолок должен быть гладким, то выступающие ребра перекрытия могут быть снизу закрыты тонкой плитой. При таком устройстве перекрытия несколько уменьшается полезная высота этажа.

В так называемых пустотелых перекрытиях нижняя плоская плита заменяется нижней стороной пустотелых камней, заделываемых между часто расположенными ребрами; камни эти, чаще всего прямоугольного сечения, изготавливаются из разных легких и мало-теплопроводных материалов (из шлаков, пено- или газобетона, обожженной глины, смеси из гипса и шлаков, затем из тростника и пр.). Так как боковые стенки пустотелых камней делают ненужным устройство форм

* В Америке, кроме обыкновенных прокатных балок, находят применение также решетчатые металлические балки.

для ребер, то производство работ при этих перекрытиях несколько упрощается, но прибавляется расход на изготовление самих заполняющих камней.

Безбалочные плоские перекрытия („грибовидные“), в которых нагрузка передается непосредственно от плиты на колонны, представляют преимущества в смысле совершенного отсутствия ребер, малой конструктивной высоты, а также и относительной простоты выполнения, но они требуют несколько больше железа и бетона, чем ребристые перекрытия.

Сводчатые перекрытия, наоборот, дают экономию в материале, но производство работ обходится дороже.

В отношении перекрытий, различаемых по способу производства работ, можно заметить, что устройством всего перекрытия на месте достигается монолитность сооружения, при которой сосредоточенные нагрузки распределяются на большую площадь, чем при перекрытии, составленном из отдельных элементов („сборном“), вследствие чего и размеры их могут быть меньше.

Затем, монолитные перекрытия обладают большей приспособляемостью к разным условиям — к любым планам помещений, нагрузкам и пр. В экономическом отношении монолитные перекрытия во многих случаях также заслуживают предпочтения. Но сборные перекрытия, при предварительной заготовке элементов, могут быть закончены скорее, не требуя выдерживания их на опалубке.

Как видно из изложенного, перекрытия каждой группы имеют свои достоинства и недостатки, почему вопрос о выборе того или другого типа перекрытия в каждом частном случае решается в зависимости от местных условий, назначения постройки и других специальных требований, предъявленных к ним.

Следует иметь в виду, что общим недостатком всех массивных железобетонных перекрытий является их звукопроводность и теплопроводность, вследствие чего в тех случаях, когда от перекрытия требуется звуконепроницаемость, как, например, в жилых домах, больницах, школах, конторах и т. п., следует применять не массивные, а пустотелые перекрытия, которые с практической точки зрения можно считать звукопроводными.

Для уменьшения же звукопроводности могут быть применены и соответствующие половые настилы, как, например, пробковые плиты, линолеум и др., а также заполнения из таких материалов, как шлаки, сухой песок, зола и пр.

§ 18. Полы и оштукатурка потолков.

В жилых, общественных и, вообще, в сухих помещениях с железобетонными перекрытиями чаще всего делается деревянный досчатый или паркетный полы, теплые для ног и заглушающие звук.

Деревянный пол делается из шпунтованных досок толщиной в 3 см (черт. 64) или из двух рядов досок нижних толщиной 3 см и верхних — 2 см (черт. 65), прибываемых к лагам брусками 8 × 8 см, уложенным на расстояниях 0,8 — 1,0 м, обычно, по подсыпке в 10 см из шлаков коксовой золы, чистого сухого песка и пр. Иногда же доски или бруски (дубовые) укладываются на слое асфальта (1 см), уложенного непосредственно на бетон.

Паркет (толщиной 2,5 см) также может быть уложен или на черный пол или на слой асфальта.

Нередко пол покрывают линолеумом, который наклеивается непосредственно на бетон или же на пробковые плиты (толщиной 2 см). Пробковая прокладка прибывается к шпунтованному черному полу или прямо укладывается на бетон, на растворе или на особой замазке, входящей в состав пробкового камня.

На фабриках, в магазинах, погребах, на террасах, балконах и т. п. наиболее часто делаются сплошные монолитные

полы или полы из разного рода плиток; такие полы делаются также и в некоторых помещениях жилых зданий, как в кухнях, ванных и пр.

Сплошные полы чаще всего бывают асфальтовые или цементные, толщиной 2—3 см. Последние следует накладывать непосредственно на свежую бетонную кладку перекрытия (черт. 68), чтобы избежать впоследствии отслаивания; для уменьшения же истирания желательно приготовить раствор на гранитном или базальтовом песке, а также можно поверхность пола (гладкую или рифленую) обрабатывать флюатами; флюаты применяются также для устранения легко образующейся при цементных полах пыли и против химического влияния жидкостей на верхний слой пола.

Особенно сильно сопротивляющийся истиранию пол получается при устройстве верхнего слоя из стали-бетона * Клеймогеля.

Асфальтовые полы очень пластичны и в то же время являются водонепроницаемыми, поэтому часто находят применение на открытом воздухе, например: для террас, балконов и пр.

При устройстве кислотоупорных полов, которые делаются толщиной в 2 см, следует обращать особенное внимание на тщательность работы, так как избыток хлористого магния может вредно действовать на бетон конструкции.

Такие полы, как террасовые и др., являются менее теплыми для ног.

При больших площадях сплошных монолитных полов необходимо обращать внимание на устройство достаточного числа температурных швов, чтобы предупредить образование трещин и дальнейшее разрушение.

Плитки для полов употребляются цементные, гончарные, клинкерные и пр. Они укладываются на цементном растворе или асфальте, и швы замазываются.

Оштукатурка. При бетонных поверхностях, а также в сырых помещениях, предпочитается цементная штукатурка (1 ч. цемента + 2—3 ч. песку), наносимая тотчас после распалубливания; применяется также штукатурка и из смешанного раствора (1 ч. цемента + 1 ч. извести + 4—6 ч. песку). Очень часто железобетонные перекрытия не оштукатуриваются и даже не затираются, а производится только их побелка. **

При перекрытиях с каменной (кирпичной) нижней поверхностью, для оштукатурки большей частью применяется известковый раствор или смешанный.

Против химического влияния бетонные поверхности рекомендуется обрабатывать флюатами.

А. ПЛОСКИЕ ПЕРЕКРЫТИЯ ПО ЖЕЛЕЗНЫМ БАЛКАМ.

§ 19. Обыкновенное перекрытие (Монье).

Этот вид перекрытия представляет старейшую железобетонную конструкцию, ведущую свое начало от Монье; теоретическая же разработка и первый метод расчета плит был дан Кененом (1886 г.):

Плита перекрытия может устраиваться по нижним или по верхним концам балок, а также занимать и промежуточное положение; в некоторых случаях она может опираться и непосредственно на стены.

Пролет плит обыкновенно делается 1,2—2,5 м и не должен превосходить 4 м, так как в противном случае собственный вес плиты оказался бы слишком большим и потребовались бы очень высокие балки.

Толщина плиты определяется расчетом и колеблется, в зависимости от нагрузки, от 7 до 15 см и редко больше.

Арматура плиты состоит из круглых стержней, пересекающихся под прямым углом (черт. 64).

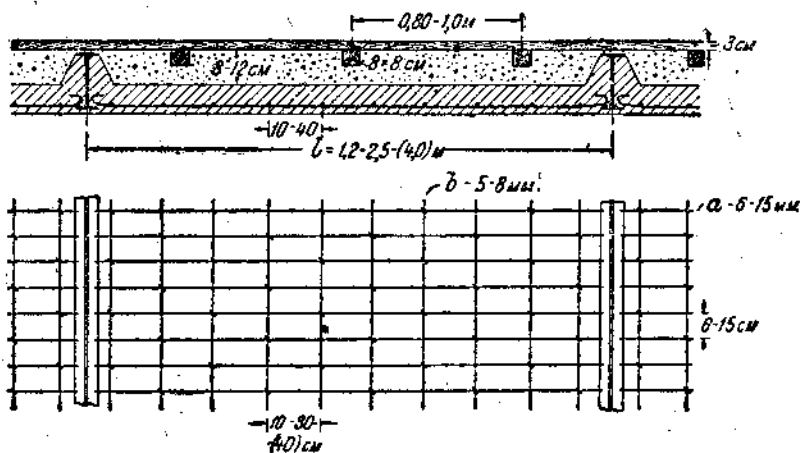
* Составными частями стали-бетона являются портландцемент и мелкие металлические осколки, с добавлением небольшого количества кварцевого песка. Нормальное соотношение металла и цемента: 2 весовых части осколков разной крупности и $\frac{1}{2}$ весовая часть лучшего портландцемента, что соответствует соотношению объемов 1:1.

Сопротивление изнашиванию в 2,2 раза выше гранита и в 8 раз выше лучших искусственных прессованных камней (см. „Строительная промышленность“, 1926, № 2, стр. 129).

** По приказу ВСНХ СССР от 17/XI 1928 г. за № 143: „поверхность железобетонных конструкций не штукатурить, ограничиваясь затиркой колонн и поверхностей стен на высоту 2,00 м“.

Стержни сопротивления (а) составляют основу конструкции и располагаются по меньшему измерению перекрываемого пространства; они, смотря по величине изгибающего момента, выбираются толщиной от 6 до 15 мм и должны быть уложены, по возможности, ближе к растянутому краю. Расстояние между стержнями сопротивления берется 6 — 15 см.

Распределительные стержни (б), располагаемые сверху, в виду меньшего их значения, имеют и меньшее поперечное сечение — от 5 до 8 мм, при расстоянии между ними от 10 до 40 см.



Черт. 64.

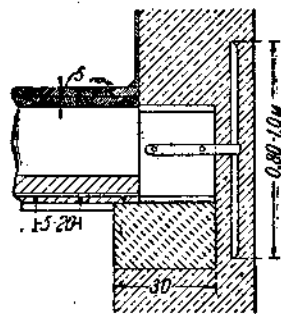
Перекрещивающиеся стержни связываются местами тонкой отожженной проволокой, диаметром 1 — 0.8 мм.

Процентное содержание железа в плитах обыкновенно около 0,6% и редко бывает более 1%.

Рассчитываются только стержни сопротивления, т. е. перпендикулярные к балкам, стержни же распределительные ставятся без расчета и служат главным образом для передачи сосредоточенных грузов на большее число расчетных стержней, а также и для удержания их в неизменном положении при работе.

Во избежание скольжения стержней в бетоне, концы их загиваются крюками.

На заделку двутавровых балок в кладке необходимо обращать особенное внимание, причем рекомендуется брать длину заделываемой части в 25 — 30 см (длина кирпича), укладывая ее на опорные камни (черт. 65) или опорные плиты из литого железа, толщиной в 1 — 2 см, чтобы сжатие на каменную кладку не превосходило допускаемого предела.



Черт. 65.

Иногда требуется анкерное закрепление балок, выполняемое при помощи полосового железа, длиной около 1 м.

Если необходима гладкая нижняя поверхность перекрытия, то железобетонная плита располагается на нижних полках балок (черт. 64). В этом случае для устройства пола пространство до верхней грани балки заполняется тем или иным материалом (шлак, сухой песок, тощий бетон и др.), служащим для него основанием и в то же время уменьшающим звуко- и теплопроводность. Части балок, находящиеся над плитой, целесообразно затрамбовывать бетоном, чтобы предохранить их от ржавления, и, кроме того, этим достигается увеличение жесткости конструкции и частичное

закрепление плиты. Последнее обстоятельство позволяет плиту рассчитывать не как свободно-лежащую, а по формуле $M = \frac{q^2}{10}$.

Для придания огнестойкости всей балке нижнюю поверхность плиты следует располагать ниже нижней полки, чтобы последняя была полностью окружена бетоном (по сетке); арматура при этом соответственным образом изгибается.



Черт. 66.



Черт. 67.

одном уровне с верхними полками балок (черт. 66). Пол здесь может быть уложен непосредственно по плите перекрытия. Бетонная обделка балок делает их огнестойкими, если и нижние полки тоже соответственно защищены.

В том случае, если сверх плиты делается деревянный пол без заполнения промежутка между ним и плитой каким-либо мало тепло-

Если же желательно иметь меньший собственный вес перекрытия, то плита располагается по набитым на нижних полках бетонным опорам таким образом, что верхняя поверхность плиты приходится на



Черт. 68.

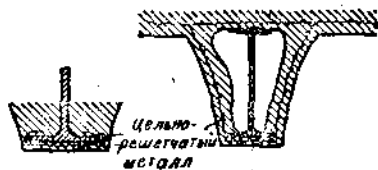
звуконепроводным материалом и не требуется ровная нижняя поверхность, бетонные опоры могут быть соответственно понижены, как показано на черт. 67.

Иногда перекрытие по балкам делается неразрезным (черт. 68). Так как в этом случае над опорами возникают отрицательные моменты, то часть стержней арматуры у опор переводится кверху, не доводя их на 1—2 см до верхней поверхности плиты и, кроме того, над опорами, если необходимо по расчету, добавляются дополнительные стержни.* При подвижной нагрузке, когда в одном и том же сечении могут появляться положительные и отрицательные моменты, представляется целесообразным такую неразрезную плиту вооружать двойной арматурой.

Для жесткости и огнестойкости балок последние обделываются бетоном.

Для огнестойкости балок может быть применена также облицовка по сетке Монье, толщиной 3—5 см (черт. 76), или по цельнорешетчатому металлу (черт. 69) и пр.

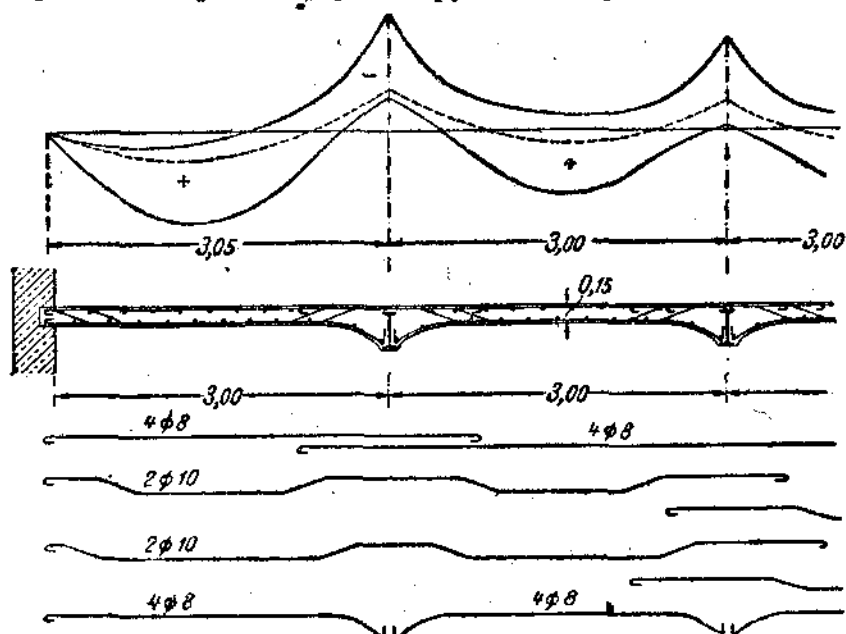
Теперь более часто неразрезное перекрытие по балкам устраивается с применением приподнятых бетонных опор над нижними полками, но так, чтобы верхняя поверхность плиты приходилась на 4—6 см над верхними полками балок и тем было обеспечено достаточное прикрытие бетоном



Черт. 69.

* Конструкция неразрезных плит подробно будет рассмотрена дальше, в статье о ребристых перекрытиях.

верхней арматуры. На черт. 70 показано такое неразрезное перекрытие по железным балкам, причем приподнятым над нижними полками бетонным опорам здесь придана форма закругленных вуг. Нижние полки балок

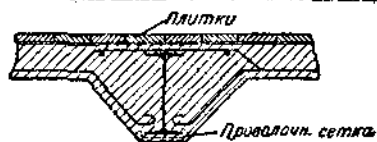


Черт. 70.

оштукатуриваются цементным раствором по проволоочной сетке. Арматура плиты располагается сообразно с эпюрой наибольших и наименьших моментов неразрезной балки с переменным моментом инерции.

Благодаря утолщению плиты у опор, над ними не потребуется особого усиления арматуры, несмотря на то, что опорный момент больше момента в пролете. Сквозные верхние стержни более слабого сечения укладываются против отрицательных моментов, могущих возникнуть при частичных невыгоднейших нагрузках.

Опорные утолщения (вугы) могут быть выполнены и так, как показано на черт. 71.



Черт. 71.

Перекрытие Монье может устраиваться также из заранее заготовленных плит. Эти плиты делают длиной, равную расстоянию между балками, и снабжаются фальцами (черт. 72).



По укладке их на место, они связываются цементным раствором; затем, сверху может быть уложен слой цементного раствора или асфальта для получения сплошного пола без швов.

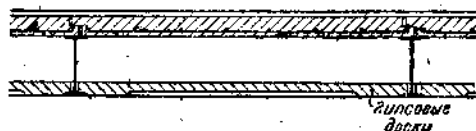


Черт. 73.

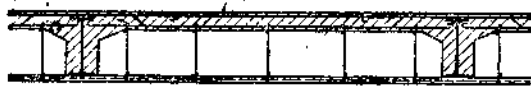
Для изоляции от звука и тепла может быть устроено двойное перекрытие (черт. 73).

В нем полезная нагрузка воспринимается основным верхним перекрытием, а нижнее, значительно слабее по конструкции, должно нести только свой собственный вес.

Нижняя плита может устраиваться также из гипсовых досок, толщиной 2—3 см (черт. 74) или по способу Рабица (черт. 75), состоящему в том, что туго натянутая сетка из оцинкованных железных проволок, толщиной 1—3 мм, с клетками около 30 мм в стороне, покрывается смесью из известкового раствора, гипса и коровьих волос, всего толщиной 3—5 см. Плита Рабица подвешивается помощью проволок в различных местах к верхней железобетонной плите.



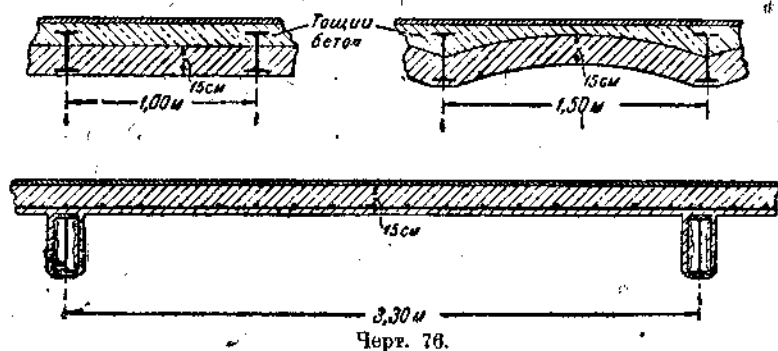
Черт. 74.



Черт. 75.

Промежуток между обеими плитами может оставаться пустым (удобен для помещения разного рода труб) или заполняется заглушающими звук легкими материалами (черт. 73), как гипсовый мусор, шлаки, толченый кокс, зола, пемзовый песок и пр.

Сравнивая между собою три различных конструкции перекрытий по железным балкам (черт. 76) — обыкновенную бетонную плиту, бетонный сводик и плиту Монье, все одинаковой толщины в 15 см и выдерживающие нагрузку около 1000 кг/м^2 , можно видеть, что если бетонные сводики дают возможность увеличить пролет в $1\frac{1}{2}$ раза, то укладка плоской плиты Монье увеличивает его в 3,3 раза против такового для плиты из чистого бетона.



Черт. 76.

Впрочем, как было указано выше, железобетонные плиты Монье выгодны при пролетах до 2,5 м, а при больших — следует применять другие конструкции, дающие более легкие перекрытия.

§ 20. Перекрытие с опорными утолщениями (инж. Кенена).

Это перекрытие представляет в сущности частный случай рассмотренных закрепленных или неразрезных плит с приподнятыми опорами или вутами (черт. 70). Оно еще сравнительно недавно относилось к числу довольно распространенных перекрытий по железным балкам (с 1897 г.) благодаря выгодному распределению бетона и железа.

Конструкция перекрытия состоит в следующем. На верхних полках двутавровых балок, расположенных на расстоянии 1,5—6 м (наибольшее 7,5 м), укладываются стержни из круглого железа, диаметром 4—20 мм, на взаимном расстоянии 6—10 см (черт. 77); посредине стержням при-

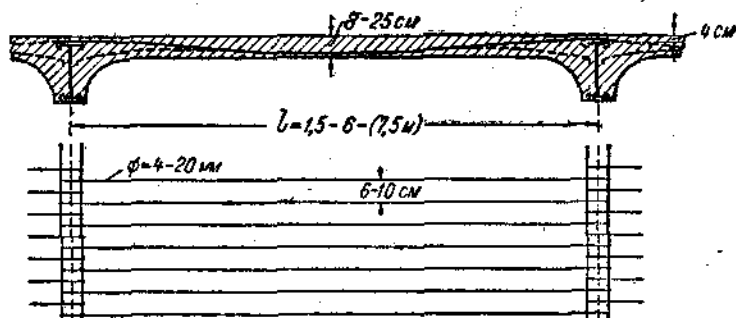
* Федорович О. М. Каменные работы. Москва, 1915.

дается прогиб, подобный цепной линии, концы же их захватывают за верхние полки балок. Распределительные стержни отсутствуют.

Толщина перекрытия делается от 8 до 25 см, в зависимости от величины пролета и нагрузки. У опор плите придаются сводообразные утолщения. Верхний край плиты должен возвышаться, по крайней мере, на 4 см над верхней полкой балки.

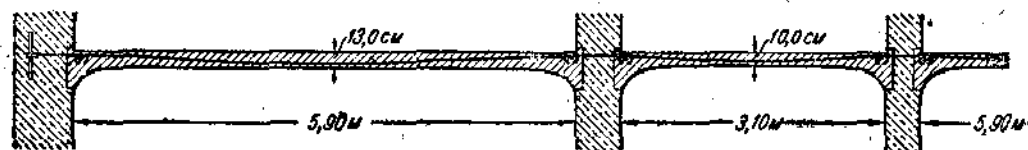
При указанном способе закрепления стержней, плита зашпелена на опорах, и положительный изгибающий момент в середине плиты, при равномерно распределенной нагрузке, уменьшается до $\frac{p l^2}{24}$.

Усиление поперечного сечения у опор соответствует



Черт. 77.

большому отрицательному изгибающему моменту ($\frac{p l^2}{12}$) и возрастанию перерезывающей силы к концам пролета. Кроме того, сводообразные утолщения защищают заключенные в них балки от огня и ржавчины, так что только нижние полки должны быть покрыты бетоном по сетке.



Черт. 78.

Длина утолщений (вут) доходит до $\frac{1}{5} l$, но при значительных пролетах она достаточна в 0,15 l.

Так как арматура переводится от нижней грани плиты к верхней обычно на расстоянии 0,21 l от оси опоры (где при равномерной нагрузке момент близок к нулю), то на некотором расстоянии, от последней она проходит по середине высоты плиты, т. е. последняя в этом месте может вынести лишь ничтожный изгибающий момент. Но, при неравномерной нагрузке или несимметрично действующих сосредоточенных грузах, моменты близ 0,21 l могут отличаться от нуля и быть как положительными, так и отрицательными. Поэтому в таких случаях плиту следует снабжать,

кроме основной арматуры, еще дополнительными стержнями, соответствующими появляющимся моментам (черт. 77, пунктир).

Перекрытие с опорными утолщениями может быть сконструировано и как неразрезное, причем в этом случае стержни могут не загibasь за полки балок, а продолжаться на достаточную длину в соседний пролет.

При ширине помещения меньше 6 м можно обойтись без двутавровых балок и расположить концы перекрытия непосредственно на стенах (черт. 78).

Для закрепления концов стержней, вместо балок вдоль стен располагаются железные полосы, поддерживаемые анкерами, заделанными в кладку стены.

При больших пролетах и нагрузках подобное устройство является невыгодным, так как полосы железа подвержены изгибу. Лучше поэтому закрепить стержни у стены помощью плоского эмеевика из железных прутьев * (черт. 79).

Сжимая или растягивая эмеевик, можно получить требуемое расстояние между сетками и стержнями арматуры перекрытия.

Разрыву эмеевика сопротивляются в каждой петле две ее ветви, поэтому поперечное сечение проволоки может быть равным только половине поперечного сечения стержней перекрытия.

Недостатком перекрытия с опорными утолщениями, по сравнению с обыкновенным (Монье), является его более дорогая опалубка.

Перекрытие Кенена находит применение, главным образом, в фабрично-заводских и промышленных зданиях.

Вариантами перекрытия с опорными утолщениями являются: перекрытия Клетта, Штамфа, Польмана.

§ 21. Перекрытие с арматурой из цельно-решетчатого металла.

Вместо обычного круглого железа, для арматуры плит находит применение так называемый цельно-решетчатый металл (черт. 8). В нем полосы (стороны клеток) относительно первоначальной плоскости листа составляют некоторый угол, отчего сетка оказывает большую жесткость на изгиб, чем первоначально вятый лист. Затем, благодаря приподнятым полосам, образующим упоры для бетона, заключенного в клетках, арматура эта обладает сильным сопротивлением скольжению.

Здесь полное единство стержней сопротивления и распределительных, что представляет особые выгоды в том случае, когда плита опирается всеми четырьмя сторонами и приближается к квадрату.

Цельно-решетчатый металл изготавливается в листах значительной длины (до 25 м), при наибольшей ширине в 4,8 м. Длина листа измеряется поперек клеток (черт. 80).

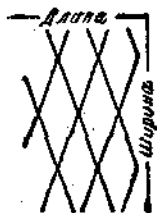
При небольших пролетах (до 2,4 м) достаточно одна арматура, укладываемая по верхним или нижним полкам балок (черт. 81). Также эта арматура может быть применена и для плит со сводчатыми утолщениями у балок (черт. 82).

Опыты показали, что количество железа, потребное для одинаковой прочности плиты, почти то же, что и в перекрытии Монье. Но, так как при арматуре из цельно-решетчатого металла производство работ меньше зависит от искусства рабочих, то перекрытие это, вообще, обходится дешевле, чем с круглым железом.

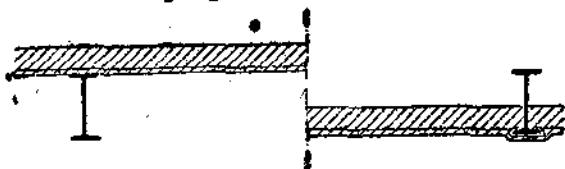
Неудобство же этой арматуры заключается в том, что определенные фабричные размеры металла стесняют конструктора в выборе пролетов.

При более значительных пролетах растягивающие усилия в плите могут быть распределены на две арматуры, а именно — на арматуру из круглых стержней сопротивления, которые идут по направлению пролета, и на арматуру из цельно-решетчатого металла, укладываемого поверх круглых стержней и играющего также и роль распределительных стержней, передающих давление на большее число круглых стержней.

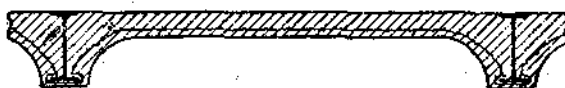
В этом случае сперва на опалубку укладывают круглое железо, причем для того, чтобы бетон вполне покрыл снизу круглые стержни,



Черт. 80.



Черт. 81.

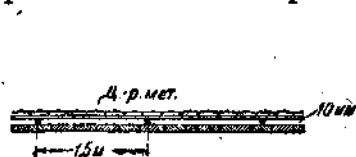


Черт. 82.

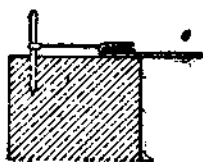
* Житкович Н. А. Плоские железобетонные перекрытия, 1903.

между последними и опалубкой можно уложить десятимиллиметровые поперечные стержни (обрезки), приблизительно через каждые 1,5 м (черт. 83).

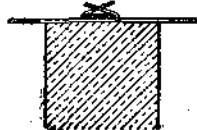
Концы круглых стержней при укладке на стену загибают вокруг полосового железа (черт. 84), связанного с кладкой анкерами; при двутавровых же балках стержни загибаются за полки (черт. 85).



Черт. 83.

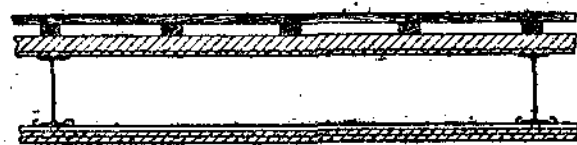


Черт. 84.

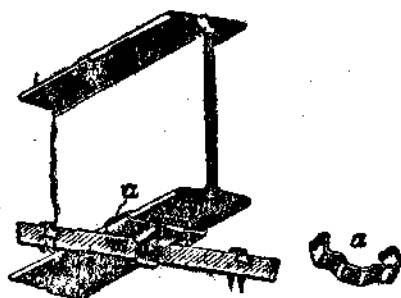


Черт. 85.

Когда круглые стержни уложены, над ними укладывается цельно-решетчатый металл, притом так, чтобы большая диагональ петель была параллельна направлению круглых стержней; листы перекрываются на одну или две петли; и, в виду тесного соприкосновения петель, дальнейшее связывание



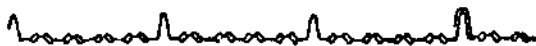
Черт. 86.



Черт. 87.

является излишним. Впрочем, местами их все-таки перевязывают проволокой, чтобы при бетонировании листы не скользили один по другому.

Цельно-решетчатый металл может применяться и в других железобетонных перекрытиях взамен распределительных стержней, а также для подвешенных потолков, декоративных сводов и пр.



Черт. 88.

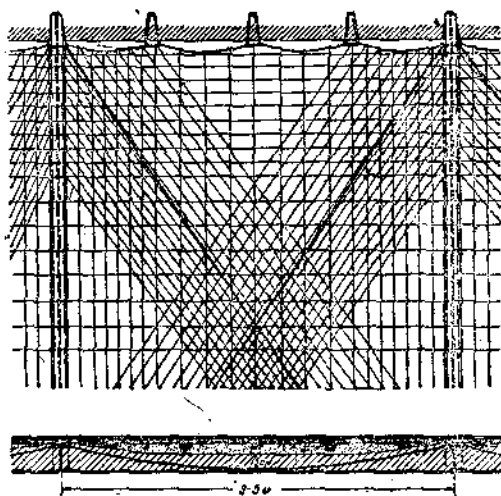
При устройстве подвешенных потолков под ребрами перекрытия, листы цельно-решетчатого металла можно укрепить, например, на железных полосах (черт. 86), подвешенных к балкам снизу с помощью особых крючков (черт. 87), и покрыть эти листы штукатуркой.

В Америке изготавливается еще особый вид цельно-решетчатого металла с выгнутыми ребрами различных высот (до 5 см)*, придающими ему значительную жесткость (черт. 88) и тем самым позволяющими обходиться без опалубки.

* Известный под названием „Hy Rib“.

§ 22. Перекрытие Матрай.

В стороне от вышеописанных стоит перекрытие Матрай. Сущность устройства этого перекрытия заключается в следующем: между железными балками, уложенными на расстоянии от 3 до 5 м, заделывается металлическая сетка из висящих проволок, принимающих форму цепной линии, причем одна часть этих проволок укрепляется параллельно сторонам прямоугольника, другая же часть пересекает их по диагоналям (черт. 89); кроме того, под ними по диагоналям укреплены проволочные канаты, также принимающие вид цепной линии. Назначение расположенных канатов и проволок по диагоналям — передать нагрузку на концы балок (служащих плите опорами) с целью уменьшения изгибающих моментов в балках.



Черт. 89.

При этом Матрай считает, что бетон здесь играет только служебную роль, применение его не является необходимым, и он может быть заменен даже другим материалом, например, гипсом. Рекомендуется все же железный остов заполнять шлаковым бетоном или обыкновенным, который является хорошим предохранителем металла от ржавчины и действия огня.

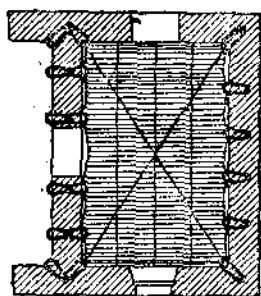
При расчете конструкции Матрай не принимает во внимание сопро-



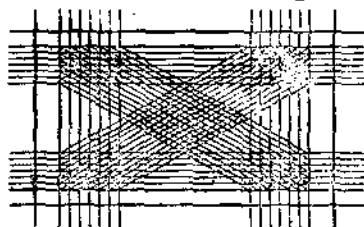
Черт. 90.



Черт. 91.



Черт. 92.



Черт. 93.

тивления бетона; он определяет только размеры арматуры, применяя собственные эмпирические формулы. Толщина плиты, поэтому, может быть минимальной.

В этом перекрытии производимое канатами натяжение (обратное распору в сводах) может восприниматься или стенами, или балками, или бетоном плиты, как сжатый пояс.

Научно роль железобетонной плиты, канатов и балок в этом перекрытии точно не установлена.

Для арматуры применяется проволока, толщиной 5—7 мм, и лишь протягиваемые по диагоналям канаты (тяжи) делаются более толстыми.

Верхняя поверхность плиты делается волнистой (в форме лотка), соответственно с формой, принимаемой металлической сеткой.

Нижняя поверхность обыкновенно остается плоской (черт. 89, 91) но ей также придавали и вид опрокинутого свода (подобный виду арматуры) или обыкновенного (черт. 90), причем в последнем случае верхняя поверхность может быть и плоской.

Снизу поверхность может быть с выступающими балками (черт. 91), или с балками заподлицо (черт. 89).

Когда балок нет, поперечные проволоки могут распределять нагрузку на стены равномерно (черт. 92); диагональные и продольные проволоки в этом случае имеют единственное назначение — поддерживать главные проволоки и распределять между ними нагрузку.

Если же все четыре стороны перекрываемого пространства образованы балками (черт. 93), то проволоки равномерно распределены на крайних четвертях четырех балок.

Поперечные канаты, усиливающие балки, делаются, как и диагональные, из стальной проволоки. Они укрепляются при помощи пружек, или просто накручиваются вокруг поперечной балки, возле опоры усиливается балки. Они имеют стрелу провисания, равную высоте балки.

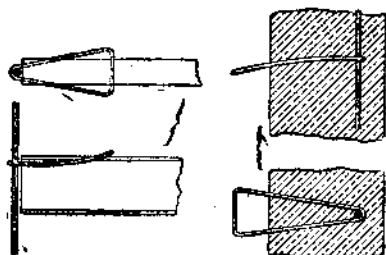
Хорошее по идее перекрытие встречает затруднения при применении его на практике. Затруднения эти заключаются, в прикреплении проволок (струн) к стенам и балкам. А между тем для того, чтобы проволоки и канаты действительно работали как цепи, необходимо их надежно прикрепить.

Если возможно, то проволоки сетки укрепляют непосредственно к балкам; когда же последних нет, то — к стенам или непосредственно при помощи пружек или через посредство краевого каната, располагаемого в горизонтальной плоскости и связанного с пружками; в последнем случае проволоки сетки укрепляются при помощи обжимания у точек прикрепления.

Пружки (черт. 94) треугольной формы заделываются в стену на якорь; этот якорь может быть общим для двух пружек.

Способ Матраи был применен для потолочных перекрытий во многих серьезных сооружениях, но особого распространения не получил.

В недавнее еще время это перекрытие выполнялось во Франции и Австро-Венгрии.



Черт. 94.



Черт. 95.



Черт. 96.



Черт. 97.



Черт. 98.

К рассмотренной группе железобетонных перекрытий по балкам относятся еще много видов и изменений первоначальной „системы“ Монье, различающихся между собой, главным образом, расположением и формой арматуры. В настоящее время все они имеют большое историческое значение.

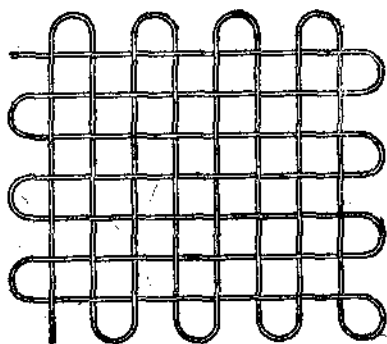
Ниже приведены некоторые из этих „систем“.

Система Рансома (Ransome). Арматура состоит из стержней квадратного сечения, скрученных в холодном состоянии для увеличения сцепления с бетоном (черт. 95); толщина стержней 6—50 мм; распределительные стержни отсутствуют.

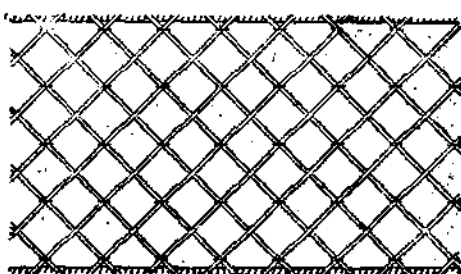
Система Гюат (Hyatt). Арматура состоит из поставленного на ребро полосового железа с отверстиями (черт. 96), через которые продеваются тонкие распределительные стержни из круглого железа. Она уступает системе Монье как в простоте, так и в долговечности.

Система Вюнша (Wünsch). Жесткую арматуру составляют стержни таврового сечения (черт. 97).

Система Гольцера (Holzer). Стержни сопротивления из двутаврового железа малого сечения (высотой 22 мм) располагаются через 10—25 см на нижних полках балок (черт. 98); снизу к ним прикрепляются помощью проволочных петель трехмиллиметровые круглые стержни, поддерживающие тростяковый мат, который может служить и опалубкой для бетона. Расстояние между балками — до 2,5 м.



Черт. 99.



Черт. 100.

Система Коттансена (Cottancin). Стержни сопротивления и распределительные перемычки в одну сеть (черт. 99), так что никакой перемычки в пересечениях здесь не требуется.

Диаметр стержней одинаков (обыкновенно 4,5 мм), и сопротивление сетки изменяется с размерами очков.

Каких-либо особых преимуществ перед системой Монье не представляет.

Система Шлютера (Schlüter). Стержни взаимно расположены, как в системе Монье, но образуют со сторонами перекрываемого помещения угол около 45° (черт. 100).

Оба ряда стержней играют одинаковую роль и делаются одинаковой силы.

Применялись еще „системы“ Габриша, Штольце, Мюллера, Доната, Шоди и др.

§ 23. Расчет плоских перекрытий (плит) *.

Как указывалось в § 8, 9, 15 и 16, общепринятый способ расчета железобетонных изгибаемых конструкций основывается на следующих допущениях:

- 1) модуль упругости бетона при сжатии есть величина постоянная ($E_b = 140\,000 \text{ кг/см}^2$), равная $\frac{1}{n} = \frac{1}{15}$ модуля упругости железа;
- 2) поперечные сечения при изгибе остаются плоскими и нормальными к волокнам изгибаемого тела (гипотеза Бернулли);
- 3) напряжения пропорциональны удлинениям (закон Гука) и
- 4) напряжение изгибаемого тела находится в стадии II_b , т. е. бетон не работает на растяжение.

Кроме того, рабочее сечение, состоящее из сжатой зоны бетона и железной арматуры, заменяется так называемым приведенным сечением.

Самый подбор поперечных сечений железобетонных конструкций обыкновенно производится по готовым формулам (точным или приближенным) или при помощи таблиц и разного рода графиков **, в основе которых лежат те же формулы. Расчет по графикам в большинстве случаев оправдывается приближенностью основных допущений и произвольностью, до известной степени, в выборе напряжений.

Что касается конструктивных различий плоских перекрытий, то, как бы они ни отличались друг от друга, железо всегда укладывается в растянутой части плиты, и потому эти различия, вообще, не оказывают влияния на самый расчет, и в каждом отдельном случае меняется лишь расчетный собственный вес.

Ниже при выводе расчетных формул, приняты следующие обозначения (черт. 101 и 108):

* Ниже выводимые формулы относятся также и к расчету балок прямоугольного сечения.

** Кашкаров Н. А. Графические таблицы для расчета железобетонных сооружений. Москва. 1926.

Молотиллов Н. П. Теория и практика железобетона. Ч. 2. — Числовые и графические таблицы. 1928.

Гельдель П. Таблицы для расчета железобетонных конструкций. 1930.

Mörsch E. 28 Bemessungstabellen. 1926.

Weese. Eisenbeton Zahlentafeln. 1925—27.

Karfmann. Tafeln für Eisenbetonkonstruktionen. 1927.

h — полная высота сечения плиты или балки;
 $h_1 = h - a$ — полезная высота сечения, т. е. высота от центра тяжести растянутой арматуры до сжатой грани;
 a — расстояние центра тяжести сечения растянутой арматуры от растянутой грани;
 a' — расстояние центра тяжести сечения сжатой арматуры от сжатой грани;

b — ширина плиты и балки прямоугольного сечения;

x — расстояние нейтральной оси от сжатой грани;

$k = \frac{x}{h_1}$ — отношение расстояния нейтральной оси от сжатой грани

сечения к полезной высоте сечения;

z — расстояние между центрами приложения растягивающих и сжимающих усилий — плечо внутренней пары;

F_s — площадь сечения растянутой арматуры, приходящейся на ширину b ;

F_s' — площадь сечения сжатой арматуры;

$p_1 = \frac{F_s}{bh_1}$ — отношение площади сечения растянутой арматуры к полезной площади сечения;

$p_2 = \frac{F_s'}{bh_1}$ — отношение площади сечения сжатой арматуры к полезной площади сечения;

σ_s — напряжение бетона у сжатой грани;

σ_s — напряжение растянутой арматуры;

σ_s' — напряжение сжатой арматуры;

E_s — модуль упругости железа;

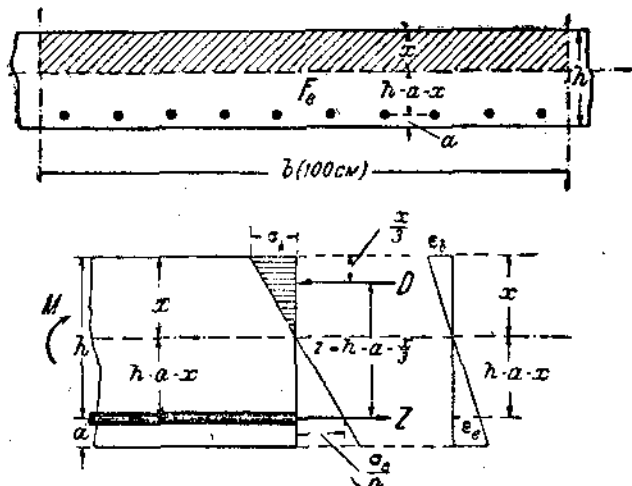
E_b — модуль упругости бетона;

$n = \frac{E_s}{E_b} = 15$ — отношение модулей упругости железа и бетона;

J — момент инерции;

W — момент (модуль) сопротивления;

M — изгибающий момент внешних сил.



Черт. 101.

1. Плиты и балки с одиночной арматурой.

Возьмем железобетонную плиту (черт. 101), шириною $b = 100$ см*, со всеми действующими на нее внешними силами. Последние дают во взятом поперечном сечении изгибающий момент M , уравновешиваемый моментом внутренних сил, нормальных к сечению.

Рабочее сечение плиты состоит из сжатой зоны бетона (заштрихованной) и растянутой арматуры — площадью F_s .

а) Проверка заданного сечения. При данной конструкции плиты для нахождения наибольших напряжений в бетоне и арматуре прежде всего необходимо определить положение нейтральной оси. Для этого, приведя железо к материалу бетона, воспользуемся тем свой-

* При расчете плит ширина b обычно принимается в 100 см.

ством нейтральной оси, что статический момент сечения относительно нее равен 0:

$$bx \frac{x}{2} - nF_e (h - a - x) = 0$$

$$x^2 + 2 \frac{nF_e}{b} x - 2 \frac{nF_e}{b} (h - a) = 0,$$

откуда получаем выражение, определяющее положение нейтральной оси:

$$x = \frac{nF_e}{b} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2b(h-a)}{nF_e}} \right]^* \quad (1)$$

Подставив в выражении (1)

$$x = kh_1 \quad \text{и} \quad F_s = p_1 b h_1,$$

ПОЛУЧИМ.

$$kh_1 = \frac{np_1 bh_1}{b} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2bh_1}{np_1 bh_1}} \right],$$

$$k = -np_1 + np_1 \sqrt{1 + \frac{2}{np_1}},$$

211

$$k = -np_1 + \sqrt{n^2 p_1^2 + 2np_1}, \quad (2)$$

т. е. содержание железа вполне определяет положение нейтральной оси.

Зная положение нейтральной оси, можно перейти к определению наибольшего напряжения в бетоне, которое, как указывалось, может быть вычислено по обычной формуле изгиба:

$$\sigma_b = \frac{M}{W_x} = \frac{M \cdot x}{J}, \quad (3)$$

где J — момент инерции приведенного сечения относительно нейтральной оси;

$$J = \frac{bc^3}{3} + nJ_s' + nF_s(h-a-x)^2 \quad (4)$$

Здесь величиной J_c — момента инерции сечения арматуры относительно центра тяжести ее, вследствие незначительности, можно пренебречь:

$$J = \frac{bx^3}{3} + nF_0(h-a-x)^2 \quad (4')$$

Имея же момент инерции сечения, можно определить также и напряжение арматуры по формуле

$$\sigma_e = \frac{M}{W_e}, \quad (5)$$

где

$$W_e = \frac{J}{n(h, -x)}. \quad (8)$$

Множитель n в знаменателе формулы (6) необходим для перевода материала бетона в материал железа, так как напряжение по этой формуле определяется для арматуры, а не для бетона.

* Приближенно по формулам Стибалковского с точностью до 1%.

$$\left. \begin{aligned} x &= 0,161h_1 + 0,32F_e \\ x &= 0,222h_1 + 0,20F_e \end{aligned} \right\} \begin{array}{l} \frac{F_e}{h_1} > 0,25 \\ \frac{F_e}{h_1} < 0,5 \\ \frac{F_e}{h_1} > 0,5 \\ \frac{F_e}{h_1} < 1 \end{array} \quad (17)$$

Выражения для напряжений σ_b и σ_s можно вывести также из условия равновесия для отрезанной части плиты.

Действительно, обозначив через D — равнодействующую сжимающих усилий, приложенную в расстоянии $\frac{x}{3}$ от верхнего края сечения, а через Z — равнодействующую растягивающих усилий, приложенную по оси арматуры, можно написать по условию равновесия проекций сил на горизонтальную ось, что $D = Z$. По условию же равновесия суммы моментов внешних и внутренних сил:

$$M = D \left(h_1 - \frac{x}{3} \right) \quad \text{или} \quad M = Z \left(h_1 - \frac{x}{3} \right).$$

Равнодействующая D , равная сумме сжимающих напряжений в бетоне по ширине сечения b , выражается площадью треугольника $\sigma_b \cdot \frac{x}{2}$, умноженного на ширину b , т. е.

$$D = \frac{\sigma_b \cdot b \cdot x}{2}.$$

Сила Z , растягивающая всю арматуру, вызывает в ней напряжение σ_s (на единицу площади)*, поэтому $Z = \sigma_s F_s$.

Подставляя значения D и Z в равенства моментов, найдем:

$$M = \frac{\sigma_b \cdot b \cdot x}{2} \left(h_1 - \frac{x}{3} \right) \quad \text{и} \quad M = \sigma_s F_s \left(h_1 - \frac{x}{3} \right),$$

откуда:

$$\sigma_b = \frac{2M}{bx \left(h_1 - \frac{x}{3} \right)} = \frac{2M}{bxz}, \quad (7)$$

$$\sigma_s = \frac{M}{F_s \left(h_1 - \frac{x}{3} \right)} = \frac{M}{F_s \cdot z}. \quad (8)$$

По формулам (7) и (8) проверяются напряжения при известных размерах железобетонных плит и балок прямоугольного сечения.

Сравнивая последние выражения с основными (3) и (5), видим, что

$$W_b = \frac{bx}{2} \left(h_1 - \frac{x}{3} \right) \quad \text{и} \quad W_s = F_s \left(h_1 - \frac{x}{3} \right).$$

Подставив $x = kh_1$

$$W_b = \frac{bkh_1}{2} \left(h_1 - \frac{kh_1}{3} \right) = \frac{k(3-k)}{6} bh_1^2$$

$$W_s = F_s \left(h_1 - \frac{kh_1}{3} \right) = F_s h_1 \left(1 - \frac{k}{3} \right)$$

и имея $p_1 = \frac{F_s}{bh_1}$, уравнения (3) и (5) примут вид:

$$\sigma_b = \frac{M}{W_b} = \frac{6M}{bh_1^2 k(3-k)} = \alpha \cdot \frac{M}{bh_1^2} \quad (9)$$

$$\sigma_s = \frac{M}{W_s} = \frac{3M}{F_s h_1 (3-k)} = \frac{3}{(3-k)p_1} \cdot \frac{M}{bh_1^2} = \beta \cdot \frac{M}{bh_1^2}. \quad (10)$$

* Так как толщина стержней арматуры обычно невелика, то можно считать, что во всех точках сечения стержней действуют одни и те же напряжения.

Коэффициенты α и β , следовательно, зависят от p_1 и могут быть вычислены для ряда значений p_1 .

В таблице I приведены значения k , α и β для плит с содержанием арматуры ($p_1\% = \frac{F_s}{bh_1} \cdot 100$) от 2% до 0,10%. Пользуясь этой таблицей, легко вычисляются напряжения σ_s и σ_c , а также и $x = kh_1$.

ТАБЛИЦА I
для вычисления напряжений σ_s и σ_c .

$p_1\%$	$x = kh_1$	$\sigma_c = \alpha \cdot \frac{M}{bh_1^2}$	$\sigma_s = \beta \cdot \frac{M}{bh_1^2}$	$p_1\%$	$x = kh_1$	$\sigma_c = \alpha \cdot \frac{M}{bh_1^2}$	$\sigma_s = \beta \cdot \frac{M}{bh_1^2}$
	$k =$	$\alpha =$	$\beta =$		$k =$	$\alpha =$	$\beta =$
2,00	0,531	4,57	60,5	0,74	0,373	6,12	154,4
				0,72	0,369	6,17	158,6
1,95	0,526	4,61	62,2	0,70	0,365	6,24	162,8
1,90	0,522	4,64	63,6				
1,85	0,517	4,67	65,3	0,68	0,361	6,29	166,9
1,80	0,513	4,70	67,0	0,66	0,357	6,36	172,3
1,75	0,508	4,74	68,9	0,64	0,353	6,41	177,8
				0,62	0,348	6,49	182,7
1,70	0,503	4,78	70,9	0,60	0,344	6,57	188,5
1,65	0,498	4,82	72,9				
1,60	0,493	4,85	74,9	0,58	0,339	6,66	195,0
1,55	0,488	4,89	77,2	0,56	0,334	6,75	201,2
1,50	0,482	4,95	79,6	0,54	0,330	6,80	207,8
				0,52	0,325	6,90	215,2
1,45	0,477	4,98	81,9	0,50	0,320	6,99	223,9
1,40	0,471	5,04	84,9				
1,35	0,465	5,08	87,9	0,48	0,314	7,10	233,6
1,30	0,459	5,14	90,9	0,46	0,309	7,20	243,4
1,25	0,453	5,20	94,4	0,44	0,303	7,34	254,6
				0,42	0,298	7,45	267,2
1,20	0,446	5,26	98,1	0,40	0,292	7,58	279,8
1,15	0,450	5,32	102,0				
1,10	0,433	5,40	106,5	0,38	0,285	7,75	292,4
1,05	0,425	5,48	110,9	0,36	0,279	7,89	305,0
1,00	0,418	5,56	116,2	0,34	0,272	8,06	322,9
				0,32	0,265	8,26	342,4
0,98	0,415	5,59	118,5	0,30	0,258	8,47	365,3
0,96	0,412	5,63	120,9				
0,94	0,408	5,67	123,3	0,28	0,251	8,70	390,1
0,92	0,405	5,70	125,3	0,26	0,243	8,93	417,3
0,90	0,402	5,75	128,4	0,24	0,235	9,25	452,7
				0,22	0,226	9,54	488,2
0,88	0,399	5,78	131,0	0,20	0,217	9,90	538,9
0,86	0,395	5,82	133,6				
0,84	0,392	5,87	136,5	0,18	0,207	10,40	598,8
0,82	0,388	5,92	139,8	0,16	0,197	10,84	671,3
0,80	0,384	5,97	143,3	0,14	0,185	11,49	761,0
				0,12	0,173	12,25	896,0
0,78	0,381	6,01	146,8	0,10	0,159	13,33	1058,0
0,76	0,377	6,06	150,4				

В случае применения жесткой арматуры (черт. 102) вычисление напряжений производится по указанному выше методу и, лучше всего, исходя из выражений (3) и (5), с той лишь разницей, что моментом инерции сечения железа относительно собственной оси здесь нельзя пренебрегать, т. е. момент инерции приведенного сечения следует вычислять по формуле (4).

Положение нейтральной оси определяем по прежней формуле (1), предполагая всю площадь сечения железа сосредоточенной в ее центре тяжести.

Таким образом, имеем:

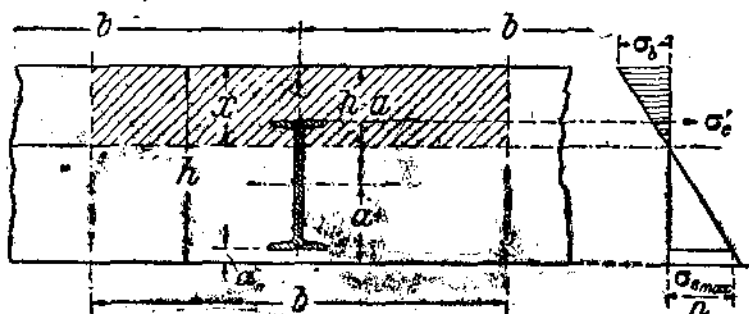
$$(3) \quad \sigma_s = \frac{Mx}{J}$$

и из (5) и (6):

$$\sigma_s = \frac{nM(h - a_{II} - x)}{J} = n\sigma_b \cdot \frac{h - a_{II} - x}{x},$$

где

$$(4) \quad J = \frac{bx^3}{3} + nJ_s' + nF_s(h - a - x)^2$$



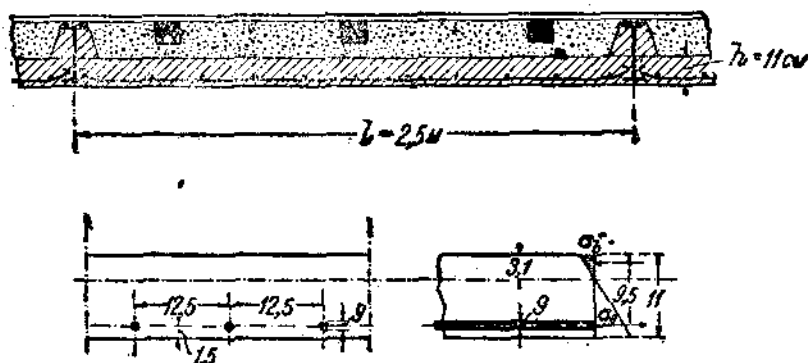
Черт. 102.

Расчет на скалывающие напряжения (и на сцепление) для плит требуется только в самых редких случаях (например, для сильно нагруженных фундаментных плит, опорных подушек и т. п.), для балок же такой расчет всегда производится и рассматривается дальше, в статье о расчете ребристых перекрытий (тавровых балок).

Относительно допускаемых напряжений в частях сооружений, подвергающихся изгибу, Единые нормы строительного проектирования 1930 г. дают:

- а) для бетона на сжатие для 1, 2 и 3 марок бетона соответственно 60, 50 и 40 кг/см² и б) для железа на растяжение 1250 кг/см².

Пример 1. Проверить прочность плоского железобетонного перекрытия при данных размерах (черт. 103).



Черт. 103.

Дано: расстояние между балками (пролет) $l = 2,5$ м, толщина плиты $h = 11$ см; арматура $F_s = 8 \varnothing 9 \text{ мм} = 5,09 \text{ см}^2$, на ширину в 100 см; пол досчатый по шлаковой подсыпке, толщиной 10 см; полезная нагрузка 400 кг/м².

Найти: σ_b и σ_s .

Нагрузка:

Собственный вес плиты	$0,11 \cdot 2400 = 264 \text{ кг/м}^2$
Шлаковая засыпка	$0,10 \cdot 900 = 90 \text{ "}$
Пол толщиной 3 см	$0,05 \cdot 600 = 30 \text{ "}$
Полезная нагрузка	400 "

Всего $\sim 785 \text{ кг/м}^2$

Изгибающий момент по середине на 100 см ширины плиты *.

$$\dot{M} = \frac{785 \cdot 2,5^2}{10} \cdot 100 = 49\,000 \text{ кг см.}$$

Полезная высота плиты

$$h_1 = 11 - 1,5 = 9,5 \text{ см.}$$

Расстояние нейтральной оси от верхнего края плиты

$$(1) \quad x = \frac{nF_s}{b} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2bh_1}{nF_s}} \right]$$

$$x = \frac{15 \cdot 5,09}{100} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 100 \cdot 9,5}{15 \cdot 5,09}} \right] = 3,10 \text{ см.}$$

Напряжение бетона

$$(7) \quad \sigma_b = \frac{2M}{bx \left(h_1 - \frac{x}{3} \right)} = \frac{2 \cdot 49\,000}{100 \cdot 3,10 \left(9,5 - \frac{3,10}{3} \right)} = 37,3 \text{ кг/см}^2.$$

Напряжение железа

$$(8) \quad \sigma_s = \frac{M}{F_s \left(h_1 - \frac{x}{3} \right)} = \frac{49\,000}{5,09 \left(9,5 - \frac{3,10}{3} \right)} = 1\,137 \text{ кг/см}^2.$$

Для определения напряжений по таблице I, прежде всего находим процентное содержание железа:

$$p_1\% = \frac{F_s}{bh_1} \cdot 100 = \frac{5,09}{100 \cdot 9,5} \cdot 100 = 0,535\%.$$

Затем

$$\sigma_b = \alpha \cdot \frac{M}{bh_1^2} = 6,83 \cdot \frac{49\,000}{100 \cdot 9,5^2} = 37,1 \text{ кг/см}^2.$$

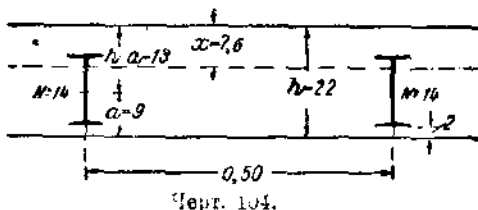
$$\sigma_s = \beta \cdot \frac{M}{bh_1^2} = 209,5 \cdot \frac{49\,000}{100 \cdot 9,5^2} = 1\,137 \text{ кг/см}^2.$$

Пример 2. Определить наибольшие напряжения в железе и бетоне плоского перекрытия с жесткой арматурой из двутавровых балок № 14, расположенных на расстоянии 0,50 м.

Даны: пролет $l = 4,30$ м, толщина плиты $h = 22$ см, прикрывающий снизу бетонный слой $a'' = 2$ см и полезная нагрузка $p = 250$ кг/м² (черт. 104).

Прежде всего, надо заметить, что здесь I балочки, прежде чем

будут работать как арматура, должны подвергнуться нагрузке всего перекрытия, вследствие подвешивания к ним опалубки. Поэтому напряжение железа надо определить раздельно — от всего собственного веса перекрытия и опалубки и от полезной нагрузки.



Черт. 104.

* См. стр. 54.

Нагрузка:

Собственный вес перекрытия с полом и опалубкой	580 кг/м ²
Полезная нагрузка	250 "

Всего . . . 830 кг/м²

По стандарту ОСТ 16 $F_s = 18,08 \text{ см}^2$; $J = 569 \text{ см}^4$ и $W = 81,3 \text{ см}^3$.
Изгибающий момент и напряжения в железе только от собственного веса перекрытия:

$$M = \frac{580 \cdot 0,5 \cdot 4,3^2}{8} = 670 \text{ кгм} = 67\,000 \text{ кгсм}$$

$$\sigma_{s_1} = \frac{M}{W} = \frac{67\,000}{81,3} = 836 \text{ кг/см}^2.$$

Конструкция перекрытия будет работать как железобетонная от полезной нагрузки; момент и напряжения от нее получатся следующие:

$$M = \frac{250 \cdot 0,5 \cdot 4,3^2}{8} = 289 \text{ кгм} = 28\,900 \text{ кгсм}$$

$$a = 9 \text{ см}; \quad b = 50 \text{ см}; \quad h - a = 13 \text{ см}.$$

$$(1) \quad x = \frac{nF_s}{b} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2b(h-a)}{nF_s}} \right] =$$
$$= \frac{15 \cdot 18,08}{50} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 50 \cdot 13}{15 \cdot 18,08}} \right] = 7,6 \text{ см}.$$

Напряжение бетона

$$(3 \text{ и } 4) \quad \sigma_b = \frac{M \cdot x}{J} = \frac{28\,900 \cdot 7,6}{\frac{50 \cdot 7,6^3}{3} + 15[569 + 18,08(13 - 7,6)]} = 9,25 \text{ кг/см}^2.$$

Напряжение железа

$$(5 \text{ и } 6) \quad \sigma_{s_2} = n\sigma_b \cdot \frac{h - a_n - x}{x} = 15 \cdot 9,25 \cdot \frac{22 - 2 - 7,6}{7,6} = 226 \text{ кг/см}^2.$$

Полное наибольшее напряжение в железе

$$\sigma_s = \sigma_{s_1} + \sigma_{s_2} = 836 + 226 = 1062 \text{ кг/см}^2.$$

Бетон будет напряжен кроме того и в направлении, нормальном к балочкам, вследствие изгиба между ними.

Если же арматура не будет испытывать никакой первоначальной нагрузки, т. е. к ней не будет подвешиваться опалубка, то тогда напряжения будут иными:

$$M = \frac{830 \cdot 0,5 \cdot 4,3^2}{8} = 959 \text{ кгм}$$

$$\sigma_b = 9,25 \cdot \frac{959}{289} = 30,7 \text{ кг/см}^2$$

$$\sigma_s = 226 \cdot \frac{30,7}{9,25} = 750 \text{ кг/см}^2.$$

В этом случае следует уменьшить количество арматуры (изменив № балок или увеличив расстояние между ними) или толщину перекрытия.

б) Подбор сечения. При расчете плит и прямоугольных балок весьма желательно иметь прямые формулы для определения размеров поперечного сечения, т. е. при данном изгибающем моменте M и известных допускаемых напряжениях σ_s и σ_b , определить $h_1 = h - a$ и F_s ; также может быть дано h , и тогда F_s следует определить таким, чтобы напряжения обоих материалов не превосходили допускаемых пределов.

Из условия пропорциональности между напряжениями и расстояниями до нейтральной оси можно написать:

$$\frac{\sigma_s}{\sigma_b} = \frac{E_s \epsilon_s}{E_b \epsilon_b} = n \cdot \frac{h_1 - x}{x} = n \frac{1 - k}{k}, \quad (11)$$

откуда

$$k = \frac{x}{h_1} = \frac{n}{n + \frac{\sigma_s}{\sigma_b}} \quad (12)$$

$$x = kh_1 = \frac{n\sigma_b}{n\sigma_b + \sigma_s} h_1, \quad (12')$$

т. е. положение нейтральной оси сечения вполне определяется отношением $\frac{\sigma_s}{\sigma_b}$ и обратно.

Из формулы (9):

$$h_1 = \sqrt{\frac{6M}{\sigma_b \cdot b \cdot k \cdot (3 - k)}} = \sqrt{\frac{6}{\sigma_b \cdot k (3 - k)}} \cdot \sqrt{\frac{M}{b}}$$

$$h_1 = c_1 \sqrt{\frac{M}{b}}. \quad (13)$$

Из формулы (10):

$$F_s = \frac{3M}{h_1 (3 - k) \sigma_s} = \frac{3M}{c_1 \sqrt{\frac{M}{b}} (3 - k) \sigma_s} = \frac{3}{\frac{c_1 (3 - k) \sigma_s}{c_2}} \sqrt{Mb}$$

$$F_s = c_2 \sqrt{Mb}. \quad (14)$$

Для облегчения вычислений имеется таблица II, содержащая готовые значения коэффициентов c_1 и c_2 для σ_b от 10 до 60 кг/см² (70 кг/см²) и σ_s — 1000, 1200, 1250 и 1500 кг/см²; в ней же приведены соответствующие значения $p_1\%$, k и $z = h_1 - \frac{x}{3}$.

Величина b выражена в см, а M — в кгсм.

ТАБЛИЦА II

для подбора сечений плит и балок с одиночной арматурой

$$n = 15; \sigma_s = 1000 \text{ кг/см}^2.$$

σ_b кг/см ²	$b_1 = c_1 \sqrt{\frac{M}{b}}$	$F_s = c_2 \sqrt{M \cdot b}$	$F_s = p_1 \cdot \frac{b \cdot h_1}{100}$	$\alpha = k h_1$	$s = h_1 - \frac{n}{3} = s \cdot h_1$
	$c_1 =$	$c_2 =$	$p_1 =$	$k =$	$s =$
10	1,286	0,00083	0,07	0,130	0,957
11	1,161	0,00090	0,08	0,142	0,953
12	1,073	0,00098	0,09	0,153	0,949
13	0,999	0,00106	0,11	0,163	0,946
14	0,935	0,00114	0,12	0,174	0,942
15	0,880	0,00121	0,14	0,184	0,939
16	0,831	0,00128	0,15	0,194	0,935
17	0,788	0,00136	0,17	0,203	0,932
18	0,751	0,00143	0,18	0,213	0,929
19	0,716	0,00151	0,21	0,222	0,926
20	0,686	0,00159	0,23	0,230	0,923
21	0,657	0,00165	0,25	0,240	0,920
22	0,632	0,00173	0,27	0,248	0,917
23	0,610	0,00179	0,29	0,257	0,914
24	0,588	0,00187	0,32	0,265	0,912
25	0,568	0,00194	0,34	0,273	0,909
26	0,550	0,00200	0,36	0,280	0,907
27	0,532	0,00207	0,39	0,288	0,904
28	0,518	0,00214	0,41	0,296	0,901
29	0,504	0,00221	0,44	0,303	0,899
30	0,490	0,00228	0,46	0,310	0,897
31	0,477	0,00234	0,49	0,317	0,894
32	0,464	0,00242	0,52	0,325	0,892
33	0,453	0,00248	0,55	0,331	0,890
34	0,443	0,00254	0,57	0,338	0,887
35	0,433	0,00261	0,60	0,344	0,885
36	0,423	0,00267	0,63	0,351	0,883
37	0,414	0,00273	0,66	0,357	0,881
38	0,406	0,00280	0,69	0,363	0,879
39	0,398	0,00286	0,72	0,369	0,877
40	0,390	0,00293	0,75	0,375	0,875
41	0,383	0,00299	0,78	0,381	0,873
42	0,376	0,00306	0,81	0,387	0,871
43	0,370	0,00310	0,84	0,392	0,869
44	0,363	0,00317	0,87	0,398	0,867
45	0,357	0,00324	0,91	0,403	0,866
46	0,351	0,00330	0,94	0,408	0,864
47	0,346	0,00335	0,97	0,413	0,862
48	0,340	0,00341	1,00	0,418	0,860
49	0,335	0,00347	1,04	0,424	0,859
50	0,330	0,00354	1,07	0,429	0,857
51	0,325	0,00360	1,11	0,433	0,856
52	0,321	0,00365	1,14	0,438	0,854
53	0,316	0,00372	1,18	0,443	0,852
54	0,312	0,00377	1,21	0,448	0,851
55	0,308	0,00383	1,24	0,452	0,849
56	0,304	0,00388	1,28	0,457	0,848
57	0,300	0,00394	1,31	0,461	0,846
58	0,296	0,00400	1,35	0,465	0,845
59	0,293	0,00405	1,38	0,470	0,843
60	0,289	0,00411	1,42	0,474	0,842

σ_b кг/см ²	$k_1 = c_1 \sqrt{\frac{H}{b}}$	$P_s = c_2 \sqrt{H \cdot b}$	$P_s = p_1 \cdot \frac{b \cdot h_1}{100}$	$\pi = kh_1$	$\pi = h_1 - \frac{\pi}{3} = s \cdot h_1$
	$c_1 =$	$c_2 =$	$p_1 =$	$k =$	$s =$
10	1,368	0,00063	0,05	0,111	0,963
11	1,251	0,00070	0,06	0,121	0,960
12	1,154	0,00076	0,07	0,131	0,956
13	1,072	0,00082	0,08	0,140	0,953
14	1,006	0,00087	0,09	0,149	0,950
15	0,944	0,00093	0,10	0,158	0,947
16	0,891	0,00099	0,11	0,167	0,944
17	0,843	0,00105	0,12	0,176	0,941
18	0,802	0,00111	0,14	0,184	0,939
19	0,765	0,00116	0,15	0,192	0,936
20	0,732	0,00122	0,17	0,200	0,933
21	0,701	0,00128	0,18	0,208	0,930
22	0,673	0,00133	0,20	0,216	0,927
23	0,649	0,00139	0,21	0,223	0,925
24	0,625	0,00144	0,23	0,231	0,923
25	0,604	0,00150	0,25	0,238	0,921
26	0,585	0,00155	0,27	0,245	0,918
27	0,567	0,00160	0,28	0,252	0,916
28	0,549	0,00166	0,30	0,259	0,914
29	0,534	0,00171	0,32	0,266	0,911
30	0,519	0,00177	0,34	0,273	0,909
31	0,504	0,00182	0,36	0,280	0,907
32	0,491	0,00188	0,38	0,286	0,905
33	0,480	0,00192	0,40	0,292	0,903
34	0,468	0,00198	0,42	0,298	0,901
35	0,458	0,00203	0,44	0,304	0,899
36	0,447	0,00208	0,47	0,310	0,897
37	0,437	0,00213	0,49	0,316	0,895
38	0,428	0,00213	0,51	0,322	0,893
39	0,419	0,00223	0,53	0,328	0,891
40	0,411	0,00228	0,55	0,333	0,889
41	0,403	0,00233	0,58	0,339	0,887
42	0,395	0,00238	0,60	0,345	0,885
43	0,388	0,00243	0,63	0,350	0,883
44	0,381	0,00248	0,65	0,355	0,882
45	0,375	0,00253	0,68	0,360	0,880
46	0,368	0,00258	0,70	0,365	0,878
47	0,362	0,00263	0,73	0,370	0,877
48	0,356	0,00268	0,75	0,375	0,875
49	0,350	0,00273	0,78	0,380	0,873
50	0,345	0,00277	0,80	0,385	0,872
51	0,340	0,00282	0,83	0,389	0,870
52	0,335	0,00286	0,85	0,394	0,869
53	0,331	0,00291	0,88	0,398	0,867
54	0,326	0,00295	0,90	0,403	0,866
55	0,321	0,00300	0,93	0,407	0,864
56	0,317	0,00305	0,96	0,412	0,863
57	0,313	0,00309	0,99	0,416	0,861
58	0,309	0,00314	1,02	0,420	0,860
59	0,305	0,00318	1,04	0,425	0,858
60	0,302	0,00322	1,07	0,429	0,857

$$n = 15; \quad \sigma_s = 1250 \text{ кг/см}^2.$$

σ_s кг/см ²	$\lambda_1 = c_1 \sqrt{\frac{H}{b}}$	$P_s = c_2 \sqrt{H \cdot b}$	$P_s = P_1 \cdot \frac{b \cdot h_1}{100}$	$\alpha = kh_1$	$s = h_1 - \frac{\pi}{3} = s \cdot h_1$
	$c_1 =$	$c_2 =$	$P_1 =$	$k =$	$s =$
10	1,391	0,000596	0,043	0,107	0,964
11	1,274	0,000653	0,051	0,117	0,961
12	1,176	0,000710	0,060	0,128	0,958
13	1,093	0,000768	0,070	0,135	0,955
14	1,021	0,000823	0,081	0,144	0,952
15	0,964	0,000883	0,091	0,153	0,949
16	0,905	0,000934	0,103	0,161	0,946
17	0,858	0,000988	0,115	0,169	0,944
18	0,815	0,00104	0,128	0,178	0,941
19	0,777	0,00110	0,141	0,186	0,938
20	0,743	0,00115	0,155	0,194	0,935
21	0,712	0,00120	0,169	0,201	0,933
22	0,684	0,00126	0,184	0,209	0,930
23	0,658	0,00131	0,199	0,216	0,928
24	0,636	0,00136	0,214	0,223	0,926
25	0,613	0,00141	0,231	0,231	0,923
26	0,592	0,00147	0,248	0,238	0,921
27	0,574	0,00152	0,264	0,245	0,918
28	0,557	0,00157	0,282	0,252	0,916
29	0,541	0,00162	0,299	0,258	0,914
30	0,526	0,00167	0,318	0,265	0,912
31	0,512	0,00172	0,336	0,271	0,910
32	0,499	0,00177	0,355	0,277	0,908
33	0,486	0,00182	0,374	0,284	0,905
34	0,474	0,00187	0,394	0,290	0,903
35	0,463	0,00192	0,414	0,298	0,901
36	0,452	0,00197	0,434	0,302	0,899
37	0,443	0,00201	0,455	0,307	0,898
38	0,433	0,00206	0,476	0,313	0,896
39	0,424	0,00211	0,497	0,319	0,894
40	0,416	0,00216	0,519	0,324	0,892
41	0,408	0,00220	0,541	0,330	0,890
42	0,400	0,00225	0,563	0,335	0,888
43	0,393	0,00230	0,585	0,340	0,887
44	0,386	0,00234	0,608	0,346	0,885
45	0,379	0,00239	0,631	0,351	0,883
46	0,372	0,00244	0,654	0,356	0,881
47	0,366	0,00249	0,678	0,361	0,880
48	0,360	0,00253	0,703	0,366	0,878
49	0,355	0,00258	0,725	0,370	0,877
50	0,349	0,00262	0,751	0,375	0,875
51	0,344	0,00267	0,773	0,380	0,873
52	0,339	0,00271	0,798	0,384	0,872
53	0,334	0,00276	0,820	0,388	0,871
54	0,329	0,00280	0,847	0,393	0,869
55	0,325	0,00284	0,874	0,398	0,867
56	0,320	0,00288	0,900	0,402	0,866
57	0,316	0,00293	0,925	0,407	0,864
58	0,312	0,00297	0,950	0,410	0,863
59	0,308	0,00302	0,976	0,414	0,862
60	0,304	0,00306	1,000	0,419	0,861

σ_s кг/см ²	$h_1 = c_1 \sqrt{\frac{M}{b}}$	$F_s = c_2 \sqrt{M \cdot b}$	$F_s = p_1 \cdot \frac{b \cdot h_1}{100}$	$\alpha = kh_1$	$s = h_1 - \frac{\alpha}{3} = s \cdot h_1$
	$c_1 =$	$c_2 =$	$p_1 =$	$k =$	$s =$
61	0,301	0,00310	1,030	0,423	0,859
62	0,297	0,00314	1,058	0,427	0,858
63	0,293	0,00319	1,081	0,430	0,857
64	0,290	0,00323	1,120	0,435	0,855
65	0,287	0,00327	1,137	0,438	0,854
66	0,284	0,00331	1,162	0,441	0,853
67	0,281	0,00335	1,190	0,446	0,851
68	0,278	0,00339	1,219	0,449	0,850
69	0,275	0,00343	1,247	0,454	0,849
70	0,272	0,00347	1,276	0,457	0,848

$$n = 15; \sigma_s = 1\,500 \text{ кг/см}^2.$$

σ_s кг/см ²	$h_1 = c_1 \sqrt{\frac{M}{b}}$	$F_s = c_2 \sqrt{M \cdot b}$	$F_s = p_1 \cdot \frac{b \cdot h_1}{100}$	$\alpha = kh_1$	$s = h_1 - \frac{\alpha}{3} = s \cdot h_1$
	$c_1 =$	$c_2 =$	$p_1 =$	$k =$	$s =$
30	0,559	0,00129	0,231	0,231	0,923
31	0,544	0,00133	0,245	0,237	0,921
32	0,530	0,00137	0,259	0,242	0,919
33	0,516	0,00141	0,273	0,248	0,917
34	0,503	0,00145	0,288	0,254	0,915
35	0,491	0,00149	0,302	0,259	0,914
36	0,480	0,00152	0,317	0,265	0,912
37	0,469	0,00156	0,333	0,270	0,910
38	0,459	0,00160	0,348	0,275	0,908
39	0,449	0,00164	0,365	0,281	0,906
40	0,440	0,00168	0,381	0,286	0,905
41	0,431	0,00171	0,397	0,291	0,903
42	0,423	0,00175	0,414	0,296	0,901
43	0,415	0,00179	0,431	0,301	0,900
44	0,407	0,00182	0,448	0,306	0,898
45	0,400	0,00186	0,466	0,310	0,897
46	0,393	0,00190	0,483	0,315	0,895
47	0,386	0,00194	0,501	0,320	0,893
48	0,380	0,00197	0,519	0,324	0,892
49	0,373	0,00200	0,537	0,329	0,890
50	0,367	0,00204	0,556	0,333	0,889
51	0,362	0,00208	0,574	0,338	0,887
52	0,356	0,00211	0,593	0,342	0,886
53	0,351	0,00215	0,612	0,346	0,885
54	0,346	0,00218	0,631	0,351	0,883
55	0,341	0,00222	0,650	0,355	0,882
56	0,336	0,00225	0,670	0,359	0,880
57	0,332	0,00228	0,690	0,363	0,879
58	0,327	0,00232	0,710	0,367	0,878
59	0,323	0,00236	0,730	0,371	0,876
60	0,319	0,00239	0,750	0,375	0,875

σ кг/см ²	$h_1 = c_1 \sqrt{\frac{M}{b}}$	$F_s = c_2 \sqrt{M \cdot b}$	$F_s = F_1 \cdot \frac{b \cdot h_1}{100}$	$x = kh_1$	$\varepsilon = h_1 - \frac{x}{3} = s \cdot h_1$
	$c_1 =$	$c_2 =$	$F_1 =$	$k =$	$s =$
61	0,315	0,00242	0,771	0,379	0,874
62	0,311	0,00246	0,791	0,383	0,872
63	0,307	0,00249	0,812	0,387	0,871
64	0,303	0,00253	0,833	0,390	0,870
65	0,300	0,00256	0,854	0,394	0,869
66	0,296	0,00260	0,875	0,398	0,867
67	0,293	0,00263	0,896	0,401	0,866
68	0,290	0,00266	0,918	0,405	0,865
69	0,287	0,00269	0,940	0,408	0,864
70	0,284	0,00272	0,961	0,412	0,863

Как было указано в главе II, § 15, с увеличением F , нейтральная ось опускается книзу, что можно видеть и из уравнения (2).

Расстояние $h_1 - \frac{x}{3}$ между центрами сжатия и растяжения (плечо внутренней пары) поэтому также зависит от количества железа, но изменяется в значительно меньшей мере, чем x , и при допустимых напряжениях колеблется в очень малых пределах:

$$h_1 - \frac{x}{3} = \text{от } \frac{7}{8} h_1 \text{ до } \frac{8}{9} h_1.$$

Это позволяет определять количество железа, в большинстве случаев, с достаточной для практических целей точностью, по приближенной формуле, выводимой из формулы (8), заменяя $h_1 - \frac{x}{3}$ через $\frac{7}{8} h_1$:

$$F_s = \frac{M}{c_s \cdot \frac{7}{8} h_1} \quad (15)$$

Так как расчетом определяется необходимая полезная высота h_1 , то для получения полной высоты плиты h должно h_1 увеличить на величину $a = 1,5 - 2,5$ см (черт. 101), чтобы рабочие стержни были покрыты защитным слоем бетона, по крайней мере, в 1 см *. При этом обыкновенно a выбирается таким, чтобы полная высота h получилась в целых сантиметрах.

По германским нормам 1925 г., полезная высота свободно лежащей плиты h_1 , во избежание большого прогиба, не должна быть меньше $\frac{1}{27}$ пролета плиты, и вся толщина должна равняться, по крайней мере, 8 см **, за исключением лишь плит для крыш, подвесных потолков и плит заводского изготовления, которые могут быть и меньшей толщины.

Для расчета плит, находящихся под действием равномерно-распределенной нагрузки, как уже указывалось, выделяется полоса шириною в 100 см.

* В балках — 2 см. Для сооружений же, стоящих на открытом воздухе, а также подверженных действию сырости, кислот, дыма, газа и т. п., и для сооружений, особо опасных в пожарном отношении, указанные размеры прикрывающего слоя должны быть увеличены не менее, как на 1,0 см (Вр. нормы, § 60). То же и по новому проекту норм.

** То же по Вр. нормам 1928 г.

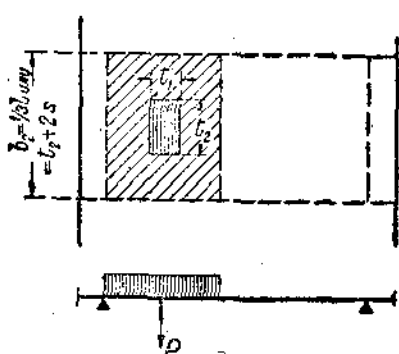
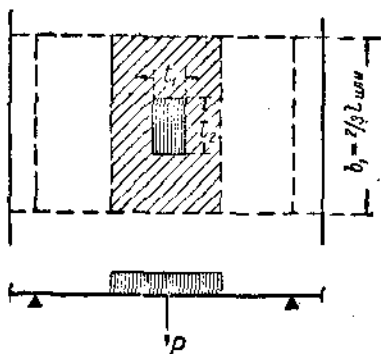
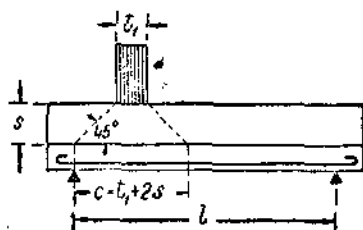
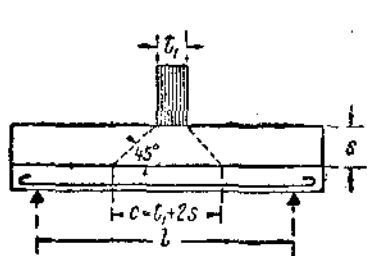
По приказу ВСНХ СССР от 29/х 1928 г. за № 84, и. 22 наименьшая толщина плит установлена для перекрытий производственных помещений 8 см, для междуэтажных перекрытий в обслуживающих и жилых помещениях 7 см и для крыш — 6 см.

В случае сосредоточенной нагрузки, последняя заменяется также равномерно нагрузкой, распределенной по некоторой площадке, величина которой зависит от размера основания, через которое передается сосредоточенный груз, от толщины подсыпки, если таковая имеется, и от пролета плиты.

Вр. нормы 1926 г. (§ 24) относительно определения размеров заменяющей площадки указывают:

Сосредоточенная нагрузка считается распределенной:

1) по длине пролета на величину $c = t_1 + 2s$ (где t_1 — размер соответственной стороны площадки фактического действия сосредоточенной нагрузки, а s — высота засыпки над плитой);



Черт. 105.

Черт. 106.

2) поперек пролета на величину $b_1 = t_2 + 2s + \frac{l}{3}$ (где t_2 — другая сторона площадки действия, s — имеет прежнее значение, а l — расчетный пролет *.

Германские нормы по этому вопросу говорят несколько подробнее.

Плита (пролетом l с покрывающим слоем s или без него), на которую действует сосредоточенный груз или частичная равномерно-распределенная нагрузка (например, давление колеса или подошва машины), рассчитывается как плитообразная балка шириною (черт. 105 и 106)

1) $b_1 = \frac{2}{3} l$ ** или $b_1 = t_2 + 2s$ — при расположении груза по середине плиты, и

2) $b_2 = \frac{1}{3} l$ или $b_2 = t_2 + 2s$ — при расположении груза у опоры.

В обоих случаях следует брать из двух величин большую. При других положениях груза, для b берутся промежуточные значения.

В направлении пролета распределение нагрузки допускается на длину $c = t_1 + 2s$.

Следовательно, сосредоточенный груз или частичная сплошная нагрузка принимаются распределенными равномерно на площади $b_1 c$ или соответственно $b_2 c$.

Относительно определения изгибающих моментов для однопролетных плит, свободно лежащих и заделанных на опорах, а также для неразрезных, Вр. нормы НКПС *** дают следующие указания:

* При отсутствии засыпки, т. е. при толщине ее слоя равной 0, формулы остаются в силе.

** Опыты Железобетонной комиссии в Штутгарте показали, что расчетную ширину плиты можно принимать и равной пролету l (вместо $\frac{2}{3} l$), при условии укладки достаточного количества распределительных стержней, а именно не менее $\frac{1}{2}$ от основных. При таком расчете может получиться от 10 до 20% экономии в материале.

*** Почти то же, что и Общ. вр. нормы 1926 г.

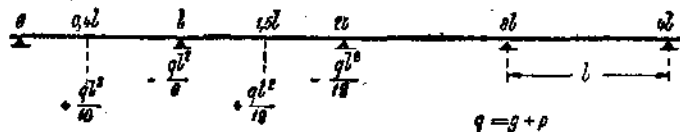
§ 25. При расчете плиты как однопролетной конструкции могут иметь место следующие случаи:

1. Плита свободно опирается на опорах. Опорный момент, при условии совершенно свободного опирания конца плиты, принимается равным нулю, а момент по середине $+ \frac{1}{8} (g + p) l^2$, где g — постоянная нагрузка на единицу длины выделенной полосы*, p — то же временная нагрузка, а l — расчетный пролет плиты**.

В случае укладки плиты непосредственно на стены опорное сечение ее поверяется на момент $\frac{1}{20} (g + p) l^2$ для сплошной нагрузки и $0,4 M$ — для сосредоточенной.

2. Плита заделана на опорах. Опорный момент принимается равным $\frac{1}{12} (g + p) l^2$ для сплошной нагрузки и $0,7 \cdot M_{\max}$ — для сосредоточенной***, а момент посередине $+ \frac{1}{16} (g + p) l^2$ и $+ 0,5 M_{\max}$, чем учитывается возможность неодинакового прогиба балок, в которые плита заделана.

При наличии слабой заделки разрешается по особой мотивировке применять и иные моментные коэффициенты*.



Черт. 107.

§ 26. При расчете плиты, как неразрезной конструкции, таковая в особо ответственных случаях рассчитывается по формулам неразрезных балок, а в остальных случаях допускается исходить из нижеследующих величин, если число пролетов равно или более трех, и все пролеты одинаковы по величине:

а) для всех пролетов, кроме крайних, если крайние свободно опираются на опоры****, и для всех без исключения пролетов, если крайние также, хотя частично, заделаны: опорные моменты:

$$- \frac{1}{12} (g + p) l^2 \text{ и } - 0,7 M_{\max};$$

моменты по середине:

$$+ \frac{1}{16} (g + p) l^2 \text{ и } + 0,7 M_{\max};$$

б) для крайних пролетов, свободно-лежащих на опорах: опорные моменты:

$$- \frac{1}{10} (g + p) l^2 \text{ и } - 0,8 M_{\max};$$

моменты по середине:

$$\frac{1}{10} (g + p) l^2 \text{ и } + 0,8 M_{\max}.$$

Кроме того, при значительных подвижных нагрузках надлежит определять возможное значение отрицательного момента по середине пролета*****.

При подборе сечений железобетонных плит и балок с одиночной арматурой могут быть задачи следующих четырех родов:

Пример 1. Подобрать сечение по заданным: наибольшему моменту M и напряжениям σ_s и σ_c (наиболее часто встречающийся случай).

Дано: $M = 49\,000 \text{ кгсм}$ (по примеру на стр. 67): $\sigma_s = 40 \text{ кг/см}^2$ и $\sigma_c = 1\,200 \text{ кг/см}^2$.

Найти: h и F_s .

Пользуясь таблицей II, имеем:

$$h_1 = c_1 \sqrt{\frac{M}{b}} = 0,411 \sqrt{\frac{49\,000}{100}} = 9,1 \text{ см}$$

$$F_s = c_2 \sqrt{Mb} = 0,00228 \sqrt{49\,000 \cdot 100} = 5,04 \text{ см}^2.$$

Берем по таблице круглого железа 8 стержней диаметром 9 мм с площадью $F_s = 5,09 \text{ см}^2$.

Полная высота плиты $h = h_1 + a = 9,1 + 0,45 + 1,45 = 11 \text{ см}$.

Пример 2. Подобрать арматуру по заданным M , h_1 и σ_s .

Этот случай часто встречается при неразрезных плитах, где по практическим соображениям не всегда возможно одновременно полное использование обоих материалов, а именно: толщина такой плиты, определенная

* Ширина 100 см.

** Для плитных перекрытий по железным балкам за расчетный пролет принимается расстояние между осями балок.

*** $M_{\max}$ — наибольший возможный положительный момент для свободно лежащей балки пролетом l от действующих сосредоточенных грузов.

**** Черт. 107.

***** В приведенных §§ 25 и 26 вместо обозначений по „Нормам“ p и q поставлены соответственно g и r , как принято в этом курсе.

для места с наибольшим моментом, сохраняется и в прочих местах неразрезной плиты (не считая, конечно, вут), для которых F_s определяется с полным использованием железа, оставляя σ_s ниже допускаемого.

Дано: $M = 49\,000 \text{ кгсм}$, $h_1 = 10 \text{ см}$ и $\sigma_s = 1\,200 \text{ кг/см}^2$.

Найти: F_s и σ_s .

Из уравнения (13), зная h_1 , найдем коэффициент c_1 :

$$c_1 = h_1 : \sqrt{\frac{M}{b}} = 10 : \sqrt{\frac{49\,000}{100}} = 0,452.$$

По таблице II, $\sigma_s = 1\,200 \text{ кг/см}^2$ и коэффициенту $c_1 = 0,452$ соответствует значение $\sigma_b = 35,5 \text{ кг/см}^2$ и

$$F_s = 0,00206 \sqrt{Mb} = 0,00206 \sqrt{49\,000 \cdot 100} = 4,56 \text{ см}^2.$$

Берем 10 стержней, диаметром 8 мм, с площадью $F_s = 5,03 \text{ см}^2$.

При проектировании плит и балок, в таких случаях, большей частью, можно довольствоваться приближенной формулой (15):

$$F_s = \frac{M}{\sigma_s \cdot \gamma_s \cdot h_1}$$

$$F_s = \frac{49\,000}{1\,200 \cdot \gamma_s \cdot 10} = 4,67 \text{ см}^2,$$

что незначительно отличается (в пользу прочности) от полученного выше по точному расчету.

Пример 3. Подобрать арматуру по заданным M , h_1 и σ_s .

Это сравнительно редкий случай, когда высоту h_1 , вследствие конструктивных условий, приходится брать меньше той, которая получается по формуле (13) при полном использовании обоих материалов. В этом случае, чтобы избежать повышения допускаемого напряжения бетона сжатия, увеличивается сечение железа, отчего нейтральная ось опустится, сжатая зона увеличится, а следовательно, и σ_s уменьшится.

Другим действительным средством усилить сжатую зону является применение двойной арматуры.

Дано: $M = 49\,000 \text{ кгсм}$, $h = 8 \text{ см}$ и $\sigma_s = 40 \text{ кг/см}^2$.

Найти: σ_b и F_s .

$$(7) \quad \sigma_b = \frac{2M}{bx \left(h_1 - \frac{x}{3} \right)}; \quad x^2 - 3h_1x + \frac{6M}{b\sigma_b} = 0$$

$$x = \frac{3h_1}{2} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{8M}{3b\sigma_b h_1^3}} \right], \quad (1'')$$

$$x = \frac{3 \cdot 8}{2} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{8 \cdot 49\,000}{3 \cdot 100 \cdot 40 \cdot 8^3}} \right] = 3,6 \text{ см}$$

$$(11) \quad \sigma_s = n\sigma_b \frac{h_1 - x}{x} = 15 \cdot 40 \cdot \frac{8 - 3,6}{3,6} = 733 \text{ кг/см}^2.$$

Из равенства $D = Z$, т. е. $\frac{\sigma_b \cdot bx}{2} = F_s \cdot \sigma_s$, имеем:

$$F_s = \frac{\sigma_b \cdot bx}{2 \cdot \sigma_s} = \frac{40 \cdot 100 \cdot 3,6}{2 \cdot 733} = 9,82 \text{ см}^2.$$

Берем 13 стержней диаметром 10 мм, с площадью $F_s = 10,21 \text{ см}^2$.

При уменьшении h_1 до 7,5 см количество железа увеличится до 14,54 см².

Из сравнения этих результатов с примером 1 (при полном использовании обоих материалов) легко заметить, что уменьшение σ_s через увеличение F_s возможно только в ограниченной мере, в виду получения неэкономически большого количества железа.

Пример 4. Найти высоту сечения h по заданным M , F_s и σ_s .

Это еще более редкий случай. Например при расчете перекрытия Кенена, определив сечение железа в пролете, которое остается таким же и над опорами, находят соответствующую высоту над последними с полным использованием железа.

Дано: $M = 49\,000$ кгсм, $F_s = 8 \text{ } \varnothing 9 \text{ мм} = 5,09 \text{ см}^2$ и $\sigma_s = 1\,200$ кг/см².

Найти: h .

Из уравнения (14), зная F_s , найдем коэффициент c_2 :

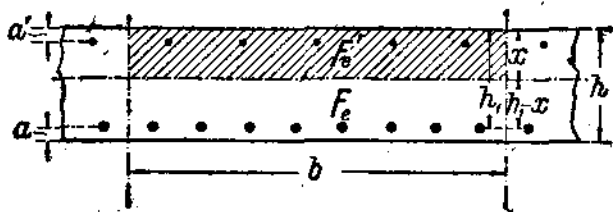
$$c_2 = F_s : \sqrt{M \cdot b} = 5,09 : \sqrt{49\,000 \cdot 100} = 0,00225.$$

По таблице II, $\sigma_s = 1\,200$ кг/см² и коэффициенту $c_2 = 0,00225$ соответствуют $c_3 = 39,4$ кг/см² и $c_1 = 0,416$; $h_1 = 0,416 \sqrt{\frac{49\,000}{100}} = 9,2$ см и $h = 9,2 + 0,45 + 1,35 = 11$ см.

Еще проще полезная высота плиты или балки h_1 при заданном сечении железа определяется приближенно, пользуясь формулой (15):

$$F_s = \frac{M}{\sigma_s \cdot \frac{1}{8} h_1}$$

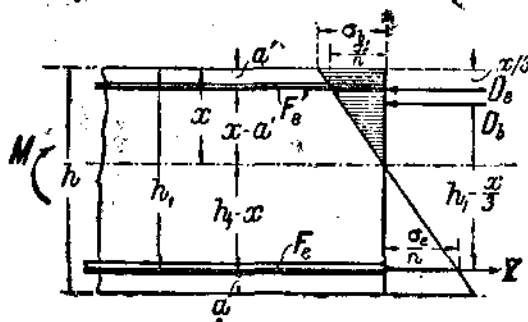
$$h_1 = \frac{49\,000}{\frac{1}{8} \cdot 1\,200 \cdot 5,09} = 9,2 \text{ см.}$$



2. Плиты и балки с двойной арматурой.

Расчет плит и балок с двойной арматурой производится по тому же методу, как и плит с одиночной арматурой.

Здесь рабочее сечение составляют: сжатая зона (заштрихованная), сжатая арматура F_s' и растянутая арматура F_s (черт. 108).



Черт. 108.

Как и при одиночной арматуре, можно написать:

$$(11) \quad \frac{\sigma_s}{\sigma_b} = \frac{E_s \varepsilon_s}{E_b \varepsilon_b} = n \frac{h_1 - x}{x} = n \frac{1 - k}{k},$$

$$(12) \quad k = \frac{x}{h_1} = \frac{n}{n + \frac{\sigma_s}{\sigma_b}}$$

и

$$(12') \quad x = \frac{n \sigma_b}{n \sigma_b + \sigma_s} h_1.$$

При неизвестных же напряжениях, положение нейтральной оси определяется из условия, что статический момент сечения относительно нее равен нулю.

$$\left(\frac{bx^3}{2} + nF_s' (x - a') - nF_s (h - a - x) \right) = 0.$$

Здесь не принято во внимание незначительное уменьшение поперечного сечения сжатого бетона от помещения в нем стержней F_s' .

После преобразования предыдущее уравнение примет вид:

$$x^3 + \frac{2n}{b} (F_s' + F_s) x - \frac{2n}{b} [a' F_s' + (h - a) F_s] = 0.$$

Из него определяем

$$x = - \frac{n(F_s + F_s')}{b} \sqrt{\left[\frac{n(F_s + F_s')}{b} \right]^2 + \frac{2n}{b} [a'F_s' + (h - a)F_s]} \quad (16)$$

Подставив в это выражение: $x = kh_1$; $a' = \lambda h_1$; $F_s = p_1 b h_1$ и $F_s' = p_2 b h_1$, получим:

$$k = - \frac{n(p_1 + p_2) b h_1}{b h_1^2} + \sqrt{\frac{n^2 (p_1 + p_2)^2 b^2 h_1^2}{b^2 h_1^2} + \frac{2n(p_1 + \lambda p_2) b h_1^2}{b h_1^2}}$$

$$k = -n(p_1 + p_2) + \sqrt{n^2 (p_1 + p_2)^2 + 2n(p_1 + \lambda p_2)} \quad (17)$$

т. е. каждой паре p_1 и p_2 соответствует одно определенное значение k и, следовательно, одно определенное значение $\frac{\sigma_s}{\sigma_b}$, и, обратно, каждому значению k соответствует целый ряд пар p_1 и p_2 .

Взаимно соответствующие значения p_1 и p_2 при различных k могут быть внесены в таблицу или диаграмму.

а) Проверка заданного сечения. При заданных размерах поперечного сечения (черт. 108) для нахождения напряжений в арматуре нижней σ_s и верхней σ_s' , а также напряжения бетона на сжатие σ_b , воспользуемся формулой (11) и уравнением моментов относительно центра нижней арматуры. Из уравнения (11):

$$\sigma_s = n \frac{h_1 - x}{x} \sigma_b, \quad (18)$$

соответственно:

$$\sigma_s' = n \frac{x - a'}{x} \sigma_b. \quad (19)$$

$$M = \frac{\sigma_b \cdot x}{2} \cdot b \left(h_1 - \frac{x}{3} \right) + F_s' \sigma_s' (h_1 - a') =$$

$$= \sigma_b \left[\frac{x}{2} b \left(h_1 - \frac{x}{3} \right) + n F_s' \frac{x - a'}{x} (h_1 - a') \right]$$

$$\sigma_b = \frac{M}{\frac{bx}{2} \left(h_1 - \frac{x}{3} \right) + n F_s' \frac{x - a'}{x} (h_1 - a')} \quad (20)$$

Если в уравнении (20), а также и в (16) положить $F_s' = 0$, то получатся выражения, выведенные для плит и балок с одиночной арматурой.

Уравнение (20) можно также вывести при помощи соответствующих преобразований, исходя из общего уравнения изгиба

$$\sigma = \frac{Mx}{J},$$

где J — момент инерции приведенного сечения относительно нейтральной оси.

Двойную арматуру применяют в тех случаях, когда требуется понизить напряжение сжатия в бетоне до допустимой величины и нельзя увеличить высоту плиты или балки, а также когда приходится считаться с попеременным возникновением положительных и отрицательных моментов.

При одной и той же высоте увеличение площади растянутой арматуры имеет последствием уменьшение площади сжатой арматуры [формула (17)], и во многих случаях предпочтительнее усилить растянутую арматуру и обойтись без арматуры в сжатой части.

При количестве растянутой арматуры, меньшем 0,5—0,6%, двойная арматура является безусловно невыгодной.

Если же обойтись без сжатой арматуры нельзя (когда высота сечения сильно ограничена), то, во избежание продольного изгиба сжатых стержней и возможного отслаивания бетона, расстояние a' не следует брать слишком малым; в балках сжатая арматура всегда укрепляется соответственно устанавливаемыми хомутами.

Более толстые стержни (с более значительным моментом инерции) для сжатой арматуры лучше, чем тонкие.

Как упоминалось в главе I (стр. 26), сжатая арматура не бывает вполне использована, и напряжение ее всегда только в n раз больше напряжения окружающего ее бетона.

Например, при $\max \sigma_b = 50 \text{ кг/см}^2$ величина напряжения волокон бетона, находящихся на том же расстоянии от нейтральной оси, что и сжатая арматура, всегда менее $\max \sigma_b$ у края сечения; следовательно напряжение сжатой арматуры

$$\sigma_s' = \sigma_b \cdot n \frac{x - a'}{x} < n \cdot \max \sigma_b = 15 \cdot 50 = 750 \text{ кг/см}^2$$

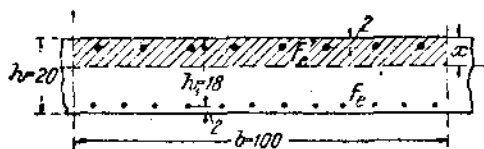
не может быть доведено до наибольшего допускаемого напряжения, например 1250 кг/см^2 .

Пример. Дана: железобетонная плита с двойной арматурой (черт. 109).

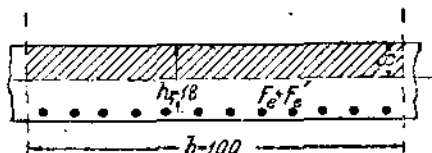
$$M = 290\,000 \text{ кгсм (при } b = 100 \text{ см);}$$

$$h = 20 \text{ см; } a = a_1 = 2 \text{ см; } F_s = 18 \text{ см}^2; F_s' = 6 \text{ см}^2.$$

Определить напряжения σ_b , σ_s и σ_s' .



Черт. 109.



Черт. 110.

Прежде всего находим x :

$$(16) \quad x = -\frac{15(18+6)}{100} + \sqrt{\frac{15^2(18+6)^2}{100^2} + \frac{2 \cdot 15}{100}(2 \cdot 6 + 18 \cdot 18)} = 7,07 \text{ см.}$$

Затем:

$$(20) \quad \sigma_b = \frac{290\,000}{\frac{100 \cdot 7,07}{2} \left(18 - \frac{7,07}{3}\right) + 15 \cdot 6 \cdot \frac{7,07 - 2}{7,07} (18 - 2)} = 44,2 \text{ кг/см}^2$$

$$(18) \quad \sigma_s = n \cdot \frac{h_1 - x}{x} \cdot \sigma_b = 15 \cdot \frac{18 - 7,07}{7,07} \cdot 44,2 = 1\,025 \text{ кг/см}^2$$

$$(19) \quad \sigma_s' = n \cdot \frac{x - a'}{x} \cdot \sigma_b = 15 \cdot \frac{7,07 - 2}{7,07} \cdot 44,2 = 475 \text{ кг/см}^2.$$

При $F_s' = 0$, т. е. при плите с одиночной арматурой, и $F_s = 18 \text{ см}^2$ получаются:

$$(1) \quad x = \frac{15 \cdot 18}{100} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 100 \cdot 18}{15 \cdot 18}} \right] = 7,52 \text{ см.}$$

$$(7) \quad \sigma_b = \frac{2 \cdot 290\,000}{100 \cdot 7,52 \left(18 - \frac{7,52}{3}\right)} = 49,8 \text{ кг/см}^2$$

$$(8) \quad \sigma_s = \frac{290\,000}{18 \left(18 - \frac{7,52}{3}\right)} = 1\,040 \text{ кг/см}^2$$

Если же верхнюю арматуру F'_s совместить с нижней F_s , т. е. перейти к плите с одиночной арматурой, с $F'_s = 18 + 6 = 24 \text{ см}^2$ (черт. 110), то получаются такие напряжения:

$$x = \frac{15 \cdot 24}{100} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 100 \cdot 18}{15 \cdot 24}} \right] = 8,32 \text{ см},$$

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 290\,000}{100 \cdot 8,32 \left(18 - \frac{8,32}{3} \right)} = 45,8 \text{ кг/см}^2,$$

$$\sigma_s = \frac{290\,000}{24 \left(18 - \frac{8,32}{3} \right)} = 794 \text{ кг/см}^2.$$

Сравнивая найденные напряжения, видим, что, при пренебрежении площадью сечения сжатого железа, напряжение растянутого железа только незначительно увеличилось.

	$F_s, \text{ см}^2$	$F'_s, \text{ см}^2$	$\sigma_b, \text{ кг/см}^2$	$\sigma_s, \text{ кг/см}^2$	$\sigma'_s, \text{ кг/см}^2$
Двойная арматура	18	6	44,2	1 025	475
Одиночная "	18	—	49,8	1 040	—
Одиночная "	18 + 6	—	45,8	794	—

Поэтому в тех случаях, когда верхняя арматура укладывается не для уменьшения напряжения бетона сжатию, а вследствие меняющегося момента (как это бывает при неразрезных плитах) и сама толщина плиты взята такой, что допускаемое напряжение σ_s при одиночной арматуре не превзойдено, можно при определении напряжений пренебрегать железом, уложенным в сжатой зоне.

Далее можно видеть, что увеличение площади сечения растянутого железа с F_s до $F_s + F'_s$ значительно уменьшает σ_s , а напряжение бетона σ_b уменьшается почти в той же мере, как и в случае нахождения F'_s в сжатой зоне. Поэтому, как отмечено выше, для уменьшения напряжения бетона, предпочитают увеличивать площадь растянутого железа, которое с точки зрения прочности является более выгодным, так как только от него (при обычном проценте армирования) зависит величина разрушающего груза.

Но, как было уже видно на примере 3 (стр. 78), уменьшение σ_s при помощи увеличения F_s возможно только в ограниченных пределах, а потому в некоторых случаях приходится обращаться к сжатой арматуре. Безусловно необходима двойная арматура при изменении знака моментов, как например в неразрезных балках с подвижной нагрузкой, в перегородках резервуаров и пр.

б) Подбор сечения. Часто имеет место случай, что при заданной высоте плиты или балки (h) и напряжениях σ_b и σ_s требуется определить сечение верхней и нижней арматуры при полном использовании обоих материалов.

Так как положение нейтральной оси зависит только от величины напряжений σ_b и σ_s , то оно может быть определено непосредственно из формулы (12'):

$$x = \frac{n\sigma_b}{n\sigma_b + \sigma_s} \cdot h_1,$$

или $x = kh_1$ может быть взято непосредственно из таблицы II.

Для определения же F_s и F'_s имеем нижеследующие формулы:
 F_s получается из уравнения моментов относительно центра сжатой арматуры:

$$M = -\frac{\sigma_b \cdot bx}{2} \left(\frac{x}{3} - a' \right) + \sigma_s F_s (h_1 - a'),$$

откуда

$$F_s = \frac{M + \frac{\sigma_b \cdot bx}{2} \left(\frac{x}{3} - a' \right)}{\sigma_s (h_1 - a')}. \quad (21)$$

F'_s получается из уравнения моментов относительно центра растянутой арматуры:

$$M = \frac{\sigma_b \cdot bx}{2} \left(h_1 - \frac{x}{3} \right) + \sigma'_s F'_s (h_1 - a')$$

$$F'_s = \frac{M - \frac{\sigma_b \cdot bx}{2} \left(h_1 - \frac{x}{3} \right)}{\sigma'_s (h_1 - a')}. \quad (22)$$

σ'_s найдется по формуле (19).

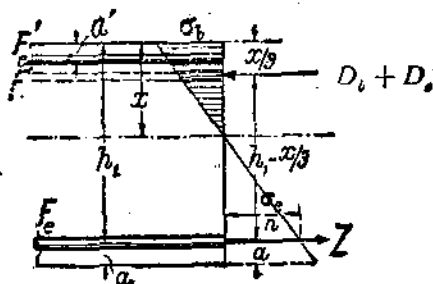
Для определения F_s и F'_s существует и приближенный способ, основанный на предположении, что сжатая арматура лежит в центре сжатия бетона, т. е. в расстоянии $a' = \frac{x}{3}$ от верхнего края плиты или балки (черт. 111).

При таком условии формулы (21), (19) и (20) примут вид:

$$F_s = \frac{M}{\sigma_s \left(h_1 - \frac{x}{3} \right)} \quad (21')$$

$$\sigma'_s = \frac{2}{3} n \sigma_b \quad (19')$$

$$\sigma_b = \frac{M}{\left(\frac{bx}{2} + \frac{2}{3} n F'_s \right) \left(h_1 - \frac{x}{3} \right)}. \quad (20')$$



Черт. 111.

Заменяя в формуле (20') M его выражением из (21'), получим:

$$\frac{bx}{2} \sigma_b + \frac{2}{3} n F'_s \sigma_b = F_s \sigma_s \quad (23)$$

и

$$(12') \quad x = \frac{n \sigma_b}{\sigma_s + n \sigma_b} h_1.$$

Так как a' несколько меньше $\frac{x}{3}$, то поперечное сечение железа F'_s несколько преувеличено, причем неточность будет тем больше, чем больше высота поперечного сечения.

Для приблизительного исправления неточности помножат F'_s на отношение $\frac{2/3 x}{x - a'}$, легко получаемое из сопоставления статических моментов сжатой арматуры (в двух ее положениях) относительно нейтральной оси:

$$F''_{s1} (x - a') = F'_s \left(x - \frac{x}{3} \right),$$

откуда

$$F''_{s1} = \frac{2/3 x}{x - a'} \cdot F'_s.$$

Формулы (21'), (19'), (20') и (23) могут также служить и для приближенного определения напряжений при заданной конструкции.

Укажем еще на приближенный способ определения арматуры (F и F_s) и высоты сечения (h_1) по данным M , σ_s и σ_c и отношению $\frac{F_s}{F} = \mu$.

Этот способ также основан на допущении, что $\alpha_1 = \frac{x}{3}$.

Подставляя значение x из формулы (12') $x = kh_1$ и $F_s' = \mu F$ в уравнение (23), найдем:

$$F_s = \frac{\sigma_b \cdot bx}{2(\sigma_s - \frac{2}{3}\mu\sigma_b)} = \frac{\sigma_b \cdot k}{2(\sigma_s - \frac{2}{3}\mu\sigma_b)} bh_1$$

$$\boxed{F_s = c_4 bh_1} \quad (24)$$

Подставляя выражение F_s в (21') и заменяя x через kh_1 , получим:

$$F_s \sigma_s \left(h_1 - \frac{x}{3} \right) = M$$

$$c_4 bh_1^2 \sigma_s \left(1 - \frac{k}{3} \right) = M; \quad h_1 = \sqrt{\frac{1}{c_4 \left(1 - \frac{k}{3} \right) \sigma_s}} \cdot \sqrt{\frac{M}{b}}$$

$$\boxed{h_1 = c_3 \sqrt{\frac{M}{b}}} \quad (25)$$

Коэффициенты c_3 и c_4 для различных σ_s и σ_c и отношения μ вычислены Гейером и помещены в таблице.

Здесь приведена эта таблица (III) в сокращенном виде для $\sigma_s = 1000 \text{ кг/см}^2$, $\sigma_c = 1200 \text{ кг/см}^2$ и $\sigma_c = 1250 \text{ кг/см}^2$ и для наиболее употребительных μ . Обыкновенно μ колеблется в пределах от 0 до 1.

ТАБЛИЦА III (Гейера)

для подбора сечений плит и балок с двойной арматурой.

Значения коэффициентов k , c_3 и c_4

$\sigma_s = 1000 \text{ кг/см}^2$

σ_c	30		35		40		45		50		55	
k	0,310		0,344		0,375		0,402		0,429		0,452	
μ	c_3	c_4	c_3	c_4	c_3	c_4	c_3	c_4	c_3	c_4	c_3	c_4
0,0	0,490	0,00465	0,433	0,00602	0,393	0,00750	0,359	0,00945	0,329	0,0107	0,308	0,0124
0,1	0,483	0,00460	0,426	0,00624	0,382	0,00782	0,349	0,00947	0,321	0,0113	0,298	0,0132
0,2	0,475	0,00455	0,418	0,00648	0,374	0,00815	0,341	0,00994	0,313	0,0119	0,290	0,0140
0,3	0,468	0,00511	0,410	0,00673	0,368	0,00833	0,333	0,01045	0,304	0,0126	0,281	0,0149
0,4	0,460	0,00539	0,402	0,00700	0,358	0,00893	0,324	0,01102	0,295	0,0134	0,272	0,0159
0,5	0,452	0,00547	0,394	0,00730	0,349	0,00938	0,315	0,01168	0,286	0,0143	0,262	0,0172
0,6	0,443	0,00587	0,385	0,00762	0,340	0,00987	0,305	0,01240	0,276	0,0153	0,252	0,0185
0,7	0,435	0,00589	0,376	0,00798	0,331	0,01042	0,296	0,01320	0,266	0,0165	0,242	0,0203
0,8	0,427	0,00612	0,367	0,00829	0,322	0,01103	0,286	0,01413	0,255	0,0179	0,230	0,0222
0,9	0,418	0,00637	0,358	0,00879	0,312	0,01172	0,276	0,01520	0,245	0,0195	0,219	0,0246
1,0	0,410	0,00665	0,349	0,00923	0,302	0,01250	0,265	0,01645	0,233	0,0215	0,207	0,0276
1,1	0,401	0,00694	0,330	0,01033	0,282	0,01340	0,254	0,01790	0,221	0,02390	0,194	0,0314
1,2	0,392	0,00727	0,309	0,01180	0,261	0,01443	0,242	0,01967	0,208	0,02690	0,180	0,0365
1,3	0,382	0,00782	0,288	0,01370	0,270	0,01533	0,230	0,02190	0,195	0,02970	0,164	0,0428
1,4	0,373	0,00802	0,264	0,01628	0,259	0,01703	0,217	0,02440	0,181	0,03550	0,149	0,0540
1,5	0,363	0,00846	0,237	0,02009	0,247	0,01875	0,204	0,02780	0,165	0,04300	0,129	0,0710

$$\sigma_s = 1200 \text{ кг/см}^2$$

σ_s	35		40		45		50		55		60	
	0,304		0,333		0,360		0,385		0,407		0,429	
	μ	c_3	c_4	c_3	c_4	c_3	c_4	c_3	c_4	c_3	c_4	c_3
0,0	0,457	0,00443	0,411	0,00555	0,375	0,00675	0,345	0,00802	0,322	0,00932	0,301	0,01073
0,1	0,451	0,00457	0,404	0,00574	0,368	0,00701	0,338	0,00837	0,314	0,00978	0,294	0,01129
0,2	0,444	0,00471	0,397	0,00595	0,360	0,00730	0,331	0,00875	0,307	0,01025	0,286	0,01182
0,3	0,437	0,00486	0,390	0,00616	0,353	0,00760	0,323	0,00917	0,299	0,01081	0,278	0,01233
0,4	0,430	0,00502	0,382	0,00641	0,345	0,00794	0,315	0,00963	0,291	0,01142	0,270	0,01283
0,5	0,423	0,00519	0,375	0,00666	0,338	0,00831	0,307	0,01013	0,282	0,01210	0,261	0,01330
0,6	0,415	0,00538	0,367	0,00694	0,330	0,00871	0,299	0,01070	0,274	0,01266	0,252	0,01383
0,7	0,408	0,00558	0,359	0,00725	0,322	0,00915	0,291	0,01132	0,265	0,01323	0,243	0,01430
0,8	0,400	0,00579	0,351	0,00757	0,313	0,00965	0,282	0,01208	0,256	0,01372	0,234	0,01479
0,9	0,393	0,00601	0,343	0,00794	0,305	0,01019	0,273	0,01284	0,247	0,01427	0,224	0,01529
1,0	0,385	0,00626	0,335	0,00833	0,296	0,01080	0,263	0,01375	0,237	0,01472	0,213	0,01570
1,1	0,377	0,00653	0,327	0,00877	0,287	0,01149	0,254	0,01480	0,227	0,01523	0,202	0,01613
1,2	0,369	0,00683	0,318	0,00926	0,278	0,01227	0,244	0,01605	0,216	0,01573	0,190	0,01650
1,3	0,360	0,00715	0,309	0,00980	0,268	0,01317	0,234	0,01750	0,205	0,01621	0,178	0,01680
1,4	0,352	0,00750	0,300	0,01040	0,258	0,01421	0,223	0,01925	0,193	0,01660	0,165	0,01717
1,5	0,343	0,00789	0,290	0,01110	0,248	0,01543	0,211	0,02140	0,180	0,01699	0,151	0,01750

$$\sigma_s = 1250 \text{ кг/см}^2$$

σ_s	35		40		45		50		55		60	
	0,296		0,324		0,351		0,375		0,398		0,419	
μ	c_3	c_4	c_3	c_4	c_3	c_4	c_3	c_4	c_3	c_4	c_3	c_4
0,0	0,463	0,00414	0,415	0,00518	0,376	0,00632	0,346	0,00750	0,326	0,00876	0,304	0,01005
0,1	0,457	0,00426	0,409	0,00536	0,371	0,00655	0,342	0,00781	0,318	0,00916	0,296	0,01055
0,2	0,450	0,00439	0,402	0,00554	0,364	0,00681	0,335	0,00815	0,310	0,00961	0,289	0,01112
0,3	0,443	0,00452	0,395	0,00574	0,357	0,00708	0,329	0,00852	0,302	0,01009	0,281	0,01174
0,4	0,438	0,00467	0,388	0,00594	0,350	0,00738	0,320	0,00893	0,295	0,01063	0,273	0,01244
0,5	0,429	0,00483	0,381	0,00617	0,343	0,00770	0,312	0,00938	0,287	0,01123	0,265	0,01322
0,6	0,422	0,00498	0,374	0,00641	0,335	0,00806	0,304	0,00987	0,279	0,01189	0,257	0,01413
0,7	0,415	0,00516	0,367	0,00668	0,328	0,00847	0,296	0,01042	0,270	0,01255	0,245	0,01515
0,8	0,408	0,00534	0,359	0,00697	0,320	0,00888	0,288	0,01102	0,259	0,01351	0,238	0,01632
0,9	0,400	0,00554	0,351	0,00728	0,312	0,00935	0,279	0,01172	0,252	0,01449	0,229	0,01770
1,0	0,393	0,00576	0,343	0,00762	0,303	0,00987	0,270	0,01250	0,243	0,01564	0,219	0,01934
1,1	0,386	0,00599	0,335	0,00800	0,295	0,01046	0,261	0,01340	0,233	0,01697	0,209	0,02131
1,2	0,378	0,00624	0,327	0,00842	0,286	0,01112	0,252	0,01443	0,223	0,01855	0,199	0,02370
1,3	0,370	0,00652	0,318	0,00888	0,277	0,01188	0,243	0,01563	0,213	0,02046	0,187	0,02675
1,4	0,362	0,00682	0,309	0,00939	0,267	0,01274	0,232	0,01704	0,202	0,02281	0,174	0,03099
1,5	0,353	0,00715	0,300	0,00997	0,256	0,01373	0,222	0,01875	0,190	0,02576	0,161	0,03592

Значение F_s' , найденное при помощи таблицы, следует, для исправления погрешности, * умножить на отношение

$$\frac{2/3 \pi}{x - a'};$$

то есть

$$F_s' = \mu \cdot F_s \cdot \frac{2}{3} \cdot \frac{x}{x - a'} \quad (26)$$

Для получения симметричной двойной арматуры, μ лучше принимать равным 1,2 или 1,3; тогда F_s' , определенное по формуле (26), получится приблизительно одинаковым с F_s .

При помощи таблиц Гейера можно по данному поперечному сечению подобрать необходимое количество железа. В этом случае вычисляют сначала $c_3 = \frac{h_1}{\sqrt{\frac{M}{b}}}$, а затем для найденного значения c_3 подыскивают в таблице соответствующие значения μ , c_4 и k .

* Так как у плит толщиной до 25 см величина a_1 незначительно отличается от $\frac{x}{3}$, то, вообще, для плит обычной толщины исправления погрешности по формуле (26) можно не делать; для балок же, где a_1 меньше $\frac{x}{3}$, такое исправление следует производить.

В тех случаях, когда расчет должен быть произведен при другом напряжении железа, чем в таблице, например при $\sigma_s = 1400 \text{ кг/см}^2$, следует заданные M и σ_s помножить на отношение напряжений табличного и заданного (например, $\frac{1250}{1400} = 0,89$) и для полученных новых значений M_1 и σ_s (например, $M_1 = 0,89M$ и $\sigma_s = 0,89\sigma_s$) найти по таблице (для $\sigma_s = 1250 \text{ кг/см}^2$) соответствующие коэффициенты c_3 , c_4 и k .

Пример 1. Подобрать арматуру (F_s и F_s') для плиты ($b = 100 \text{ см}$) по заданным M , h_1 , σ_s и σ_s' .

Дано: $M = 290\,000 \text{ кг/см}^2$ (по примеру на стр. 81); $h_1 = 18 \text{ см}$; $a' = 2 \text{ см}$; $\sigma_s = 45 \text{ кг/см}^2$ и $\sigma_s' = 1\,000 \text{ кг/см}^2$.

Найти: F_s и F_s' .

По таблице II или по формуле (12')

$$x = \frac{n\sigma_s}{n\sigma_s + \sigma_s'} h_1 = 0,403 h_1 = 7,25 \text{ см.}$$

Затем:

$$(19) \quad \sigma_s' = n \frac{x - a'}{x} \sigma_s = 15 \cdot \frac{7,25 - 2}{7,25} \cdot 45 = 489 \text{ кг/см}^2.$$

$$(21) \quad F_s = \frac{M + \frac{\sigma_s \cdot b \cdot x}{2} \left(\frac{x}{3} - a' \right)}{\sigma_s (h_1 - a')} = \frac{290\,000 + \frac{45 \cdot 100 \cdot 7,25}{2} \left(\frac{7,25}{3} - 2 \right)}{45 (18 - 2)} = 18,55 \text{ см}^2$$

$$(22) \quad F_s' = \frac{M - \frac{\sigma_s \cdot b \cdot x}{2} \left(h_1 - \frac{x}{3} \right)}{\sigma_s' (h_1 - a')} = \frac{290\,000 - \frac{45 \cdot 100 \cdot 7,25}{2} \left(18 - \frac{7,25}{3} \right)}{489 (18 - 2)} = 4,58 \text{ см}^2$$

То же, приближенно, пользуясь таблицей III (Гейера):

$$x = 0,403 \cdot h_1 = 0,403 \cdot 18 = 7,25 \text{ см.}$$

$$(25) \quad h_1 = c_3 \sqrt{\frac{M}{b}}; \quad c_3 = \frac{h_1}{\sqrt{\frac{M}{b}}} = \frac{18}{\sqrt{\frac{290\,000}{100}}} = 0,333.$$

По таблице III, коэффициенту $c_3 = 0,333$ соответствуют

$$\mu = 0,3 \quad \text{и} \quad c_4 = 0,01045.$$

$$(24) \quad F_s = c_4 b \cdot h_1 = 0,01045 \cdot 100 \cdot 18 = 18,81 \text{ см}^2,$$

$$(26) \quad F_s' = \mu \cdot F_s \cdot \frac{2}{3} \cdot \frac{x}{x - a'} = 0,3 \cdot 18,81 \cdot \frac{2}{3} \cdot \frac{7,25}{7,25 - 2} = 5,19 \text{ см}^2,$$

результаты отличаются немного (в пользу прочности) от полученных по точным формулам.

По этим сечениям могут быть взяты:

$$F_s = 11 \varnothing 15 \text{ мм} = 19,44 \text{ см}^2 \quad \text{и} \quad F_s' = 6 \varnothing 10 \text{ мм} = 4,71 \text{ см}^2.$$

Пример 2. Подобрать сечение плиты, пользуясь таблицей Гейера, по данным: $M = 290\,000 \text{ кгсм}$, $\sigma_s = 1400 \text{ кг/см}^2$, $\sigma_s' = 60 \text{ кгсм}$ и $\mu = 0,4$.

Умножая $M = 290\,000 \text{ кгсм}$ и $\sigma_s = 60 \text{ кг/см}^2$ на отношение $\frac{\sigma_s (\text{табл.})}{\sigma_s (\text{заданн.})} = \frac{1250}{1400} = 0,89$, получим:

$$M_1 = 290\,000 \cdot 0,89 = 258\,100 \text{ кгсм}$$

$$\sigma_s = 60 \cdot 0,89 = 53,4 \text{ кг/см}^2.$$

Теперь, для новых значений $M = 258\,100 \text{ кгсм}$ и $c_s = 53,4 \text{ кг/см}^2$ подбор сечения произведем, пользуясь таблицей Гейера, составленной для

$$c_s = 1\,250 \text{ кг/см}^2.$$

$$(25) \quad h_1 = c_s \sqrt{\frac{M}{b}} = 0,303 \sqrt{\frac{258\,100}{100}} = 15,4 \text{ см},$$

$$(24) \quad F_s = c_s b h_1 = 0,01009 \cdot 100 \cdot 15,4 = 15,54 \text{ см}^2,$$

$$h = 15,4 + 2,6 = 18 \text{ см},$$

$$x = 0,390 \cdot 15,4 = 6,01 \text{ см},$$

$$F'_s = p \cdot F_s \cdot \frac{2}{3} \cdot \frac{x}{x-a} = 0,4 \cdot 15,54 \cdot \frac{2}{3} \cdot \frac{6,01}{6,01-2} = 6,21 \text{ см}^2.$$

Принимаем:

$$F_s = 10 \varnothing 14 \text{ мм} = 15,40 \text{ см}^2; \quad F'_s = 8 \varnothing 10 \text{ мм} = 6,28 \text{ см}^2.$$

§ 24. Железобаитенные перекрытия.

К группе плоских железобетонных перекрытий по железным балкам отнесены и так называемые железобаитенные (железобричные) перекрытия. В основе их лежит тот же принцип железобетона—железу, располагаемому в нижней части перекрытия, предназначаются усилия растяжения, а камням или кирпичу, уложенным между ним и связанным между собой и с железом в один монолит цементным раствором,—усилия сжатия.

Преимущество этого рода перекрытий перед обыкновенными железобетонными заключается в их меньшей, в особенности при пустотелых камнях, тепло- и звукопроводности, что делает их пригодными для жилых помещений.

Недостаток по сравнению с так называемыми пустотелыми перекрытиями—их несколько больший собственный вес.

В настоящее время известно довольно значительное число этих конструкций, различающихся между собой, главным образом, формой и расположением арматуры, а также различным видом кирпичей или искусственных камней.

Примерами подобных конструкций могут служить перекрытия Клейна, Шурмана, Гладкова, Ферстера и др.

1. Перекрытие Клейна (Klein).

Это перекрытие—одно из самых старых и употребительных—состоит из обыкновенных или пустотелых кирпичей или пористых и полых камней, поставленных в ряды, между которыми расположены полосы железа (в каждом шве или через один) в растянутой зоне; швы заполнены цементным раствором (черт. 112).

Обычными размерами пористых пустотелых камней из обожженной глины, которые чаще всего находят применение, являются 10 или $12 \times 15 \times 25 \text{ см}$ и 18 или $20 \times 10 \times 25 \text{ см}$.

Так как камни могут быть уложены как плашмя, так и стоя, то толщина плиты перекрытия получается в 10 или 12 см (черт. 112, б), когда камни уложены плашмя, и в 15, 18 и 20 см, когда они уложены стоя (черт. 112, а).

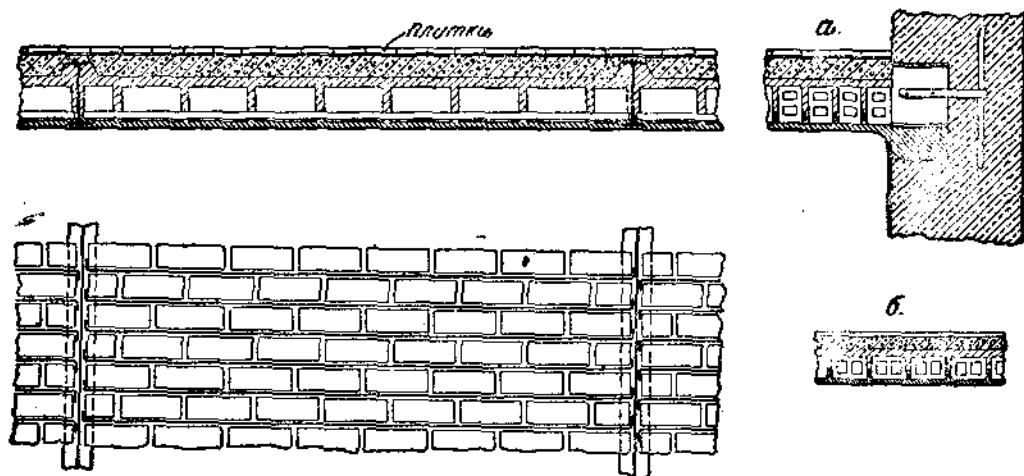
Благодаря применению плоского железа получают тонкие швы, но, чтобы центр тяжести железа не приходился слишком высоко, рекомендуется брать плоское (обручное) железо высотой не более 20—30 мм.

при толщине 1—2 мм и редко больше. Концы его опираются на нижние полки балок и часто отгибаются в стороны, хотя напряжение сцепления здесь незначительное, в виду большой поверхности плоских стержней.

Снизу кирпичи опуткаются.

Для устройства перекрытия требуется сплошная опалубка, укрепляемая к балкам при помощи подвесок.

Свежевыполненное перекрытие не должно подвергаться нагрузке и ходьбе без принятия особых мер предосторожности (настил из толстых досок), так как в противном случае вследствие возможной податливости



Черт. 112.

опалубки может произойти раскрытие швов между камнями, и сопротивление сжатию не будет достаточно обеспеченным.

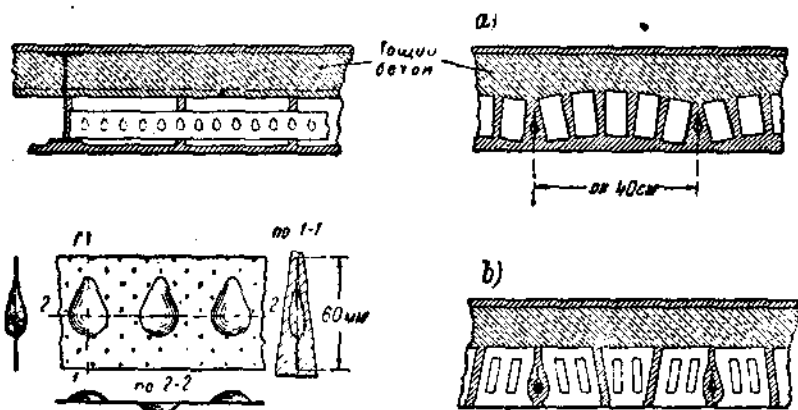
Перед бетонными сводиками это перекрытие имеет преимущества: плоскую поверхность и большую огнестойкость.

Перекрытие Клейна было применено при постройке Киевского политехнического института.

2. Перекрытие Шурмана (Schürmann).

От предыдущего оно отличается (черт. 113): 1) формой арматуры, состоящей также из плоского, но более широкого железа, в котором выштампованы в разные стороны грушеобразные выпуклости, с целью лучшего обеспечения сцепления с раствором, и 2) сводаобразным расположением кирпичей между полосами арматуры.

Толщина железа $1\frac{1}{4}$ — $1\frac{1}{2}$ мм, ширина 60 мм. Раствор для заполнения швов—цементный.



Черт. 113.

Снизу пстолок заштукатуривается, а сверху, в уровень с верхними полками балок, располагается слой тощего бетона или какой-либо подсыпки, как подготовкой для асфальтового, бетонного, деревянного или какого-либо другого пола.

Благодаря цементному раствору, прочно связывающему между собою кирпичи, получается сплошной монолит, в нижней части которого вделаны железные полосы (принцип железобетона). Боковому изгибу тонких и широких полос препятствует масса затвердевшего раствора, хорошо сцепляющегося с железом и этим придающего полосам особую жесткость и высокое сопротивление на изгиб.

Как во всяком монолите, так и в рассматриваемой кирпичной кладке порядок расположения кирпичей имеет значение разве только в первое время до затвердения раствора; когда же масса затвердеет, то расположение кирпичей едва ли имеет особое значение.

Для уменьшения собственного веса перекрытия применяется пустотелый кирпич особой формы (черт. 113, б), причем замыкающий кирпич имеет клиновидную форму.

Перекрытие Шурмана было применено в доме б. страхового о-ва „Россия“ в Москве, на Лубянской площади.

3. Перекрытие инж. Гладкова.

Арматурой служат стержни таврового сечения, располагаемые с боков трепельных* кирпичей, на расстояниях их длины, т. е. 26 см (черт. 114).

Нижняя часть кирпичей, выступающая за поверхность тавриков, служит для предохранения последних от действия огня при пожаре.

Боковые углубления в кирпичах для тавриков делаются таких размеров, чтобы между внутренней поверхностью углубления и поверхностью тавра оставалось пространство 3—5 мм. Это пространство, а также швы между отдельными кирпичами заполняются цементным раствором, причем надо особенно наблюдать за тем, чтобы заполнение раствором было бы полное. Достигается это тем, что, когда уложен целый ряд кирпичей от одной балки до другой, углубление в кирпичах этого ряда забрасывается с лопаточки сплошь цементным раствором; затем подводится железный таврик и вдавливается в заполненное раствором углубление с такой силой, чтобы выдавить весь излишек раствора.

Укладывая далее следующий ряд кирпичей, в каждом из них сперва углубление заполняется раствором, а затем он придвигается на место также с такой силой, чтобы весь лишний раствор выдавился из его углубления.

Для уменьшения числа швов между кирпичами одного ряда, толщина кирпича делается больше обыкновенного и доходит до 20 см, причем его можно делать также и пустотелым.

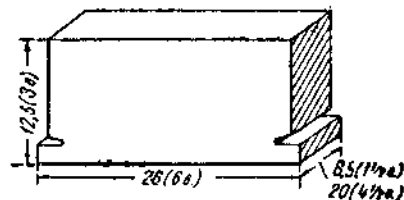
По затвердении цементного раствора получается совершенно монолитное плоское перекрытие.

Устроенное таким образом перекрытие отличается легкостью, а также малой тепло- и звукопроводностью.

4. Перекрытие Фёрстера (Förster).

В этом перекрытии распределение нагрузки (сосредоточенной) в поперечном направлении достигается не только в силу сцепления раствора в швах, но также и благодаря приданию камням соответствующей формы (черт. 115).

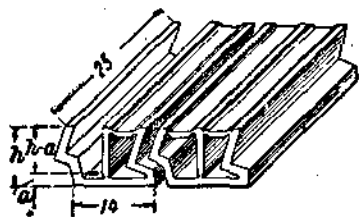
Получающиеся в этом перекрытии изломанные швы заполняются цементным раствором, арматура же помещается в самих камнях, имею-



Черт. 114.

* Трепел (инфузорная земля), состоит почти из чистого кремнезема (остатки панцирей низших животных), в смеси с известью после обжига дает прекрасный материал; кирпичи из него обладают значительным сопротивлением раздроблению (около 100 кг/см²) и в то же время весят почти вдвое меньше обыкновенного кирпича.

щих такую конструкцию, что легкими ударами молотка чисто выбиваются у них верхняя стенка, а иногда, при сильной арматуре, и продольная стенка (черт. 117). Полученные таким образом каналы, после укладки железа, заполняются цементным раствором или бетоном, образуя железобетонные балки, сильно повышающие сопротивляемость перекрытия. При укладке стержней следует обращать внимание на достаточное расстояние их от dna камней против действия огня.

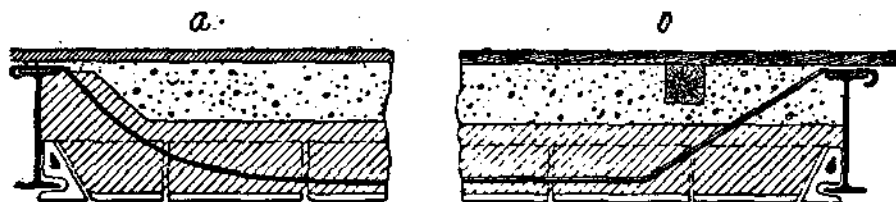


Черт. 115.

Смотря по требуемой грузоподъемности перекрытия, каналы проделываются через один или два ряда (черт. 117) камней, затем сообразно с данными расчета вооружаются и заполняются бетоном.

Камни изготовляются из обожженной глины и имеют площадь основания 14×25 см и высоту в 10, 12 или 15 см.

Способ укладки арматуры внутри камней гарантирует правильное ее положение, но, с другой стороны, уменьшается несколько полезная высота плиты, и, кроме того, выбивание стенок у камней может способствовать увеличению процента потери от лома. Затем, в перекрытии Фёрстера получается хорошая защита арматуры от действия огня, но



Черт. 116.

требуется больше раствора, что однако (благодаря образованию ребер) увеличивает грузоподъемность перекрытия.

Перекрытие Фёрстера, по существу, представляет переходную конструкцию к так называемым пустотелым перекрытиям.

На черт. 116 показано перекрытие, уложенное по нижним полкам балок, с применением так называемых пятовых камней: стержни арматуры (слева — плоское железо, а справа — круглое) отогнуты кверху, и концы их загнуты за верхние полки, что создает закрепление у опор и увеличивает сопротивляемость плиты; целесообразно стержни заделыв-



Черт. 117.

вать бетоном и у опор (а), что усиливает плиту против отрицательных моментов, а также предохраняет железо от ржавления.

На черт. 117 показано неразрезное перекрытие на приподнятых бетонных опорах и с бетонным слоем, толщиной в 5 см, поверх верхних полков.

В заключение относительно конструкций железобетонных перекрытий, вообще, заметим, что они могут устраиваться не только между железными балками, но, в исключительных случаях, и непосредственно между каменными стенами, а также выполняться и неразрезными как с железными, так и с железобетонными балками.

Как и обыкновенные железобетонные плитные перекрытия по железным балкам (стр. 52), железобаковые также могут устраиваться как по нижним, так и по верхним полкам балок и занимать промежуточное положение на приподнятых бетонных опорах.

Если плита лежит заподлицо с верхней гранью балок, то пол может быть уложен непосредственно на перекрытии. Однако, при больших нагрузках и сотрясениях целесообразно между полом и плитой перекрытия укладывать слой тонкого бетона, толщиной в 5 см. При этом, если нежелательно увеличивать общую высоту перекрытия, то плиту можно соответственно понизить, уменьшив высоту бетонных опор.

Нижние полки балок во всех случаях должны быть предохранены против действия огня цементной штукатуркой по проволоочной сетке.

Наивыгоднейшее расстояние между балками для перекрытий по нижним полкам—около 1,50 м, а для перекрытий на приподнятых опорах—около 2,0 м.

Неразрезные железобаковые перекрытия по балкам чаще применяются для крыш, чем для междуэтажных перекрытий.

§ 25. Расчет железобаковых перекрытий.

Плоские железобаковые перекрытия с достаточной для практики точностью рассчитываются по тому же методу (по тем же формулам), как и железобетонные.

В виду неимения у нас выработанных современных норм по железобаковым перекрытиям, ниже приводятся с достаточной полнотой данные о конструкциях и расчете этих перекрытий применительно к Германским нормам 1925 г.

Согласно Германским нормам 1925 г., при расчете железобаковых перекрытий модуль упругости камня (кирпича) принимается в $\frac{1}{15}$ часть от такового для железа, т. е. тот же, что и для бетона, а за сжатое поперечное сечение принимается полное сечение бетона и камней, без вычета пустот в камнях.

Толщина перекрытия должна быть не менее 10 см, за исключением покрытия крыш, наименьшая толщина которых—6 см; вы-

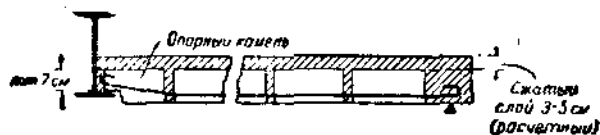
сота камней должна быть не более 20 см. Камни, идущие для устройства перекрытия, должны быть одинакового качества, с каковой целью производится испытание достаточного числа камней.

В перекрытиях типа Клейна допускаются так называемые опорные (пятковые) камни, закрывающие балки, при условии, что несмотря на вырез для полки балки, они имеют толщину не менее 7 см (черт. 118). Пустоты в камнях должны иметь ширину не свыше 2 см. Толщина стенок в камнях, вообще, не должна быть менее 2 см.

Сжатый слой бетона только тогда вводится в расчет, если он имеет толщину не менее 3 см. При толщине же этого слоя в 5 см и более перекрытие следует рассматривать как железобетонное, с заполняющими телами (пустотелое).

Важно, чтобы верхний (сжатый) слой бетона выполнялся непосредственно вслед за заливкой швов между камнями, чтобы обеспечить надежную связь со швами, а следовательно и его статическое действие.

Пролет железобаковых перекрытий не должен превосходить 27-кратной полезной высоты и быть не свыше 6,50 м. Для перекрытий крыш может быть допущена, в виде исключения, меньшая полезная величина, чем $\frac{1}{27}$ пролета, если таковые перекрытия выдержали надлежащее испытание.

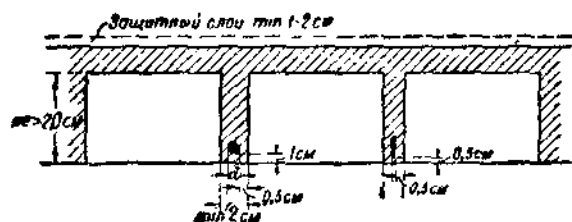


Черт. 118.

В каждом шве (пазе) должно быть не более одного стержня, причем при круглом железе толщина раствора ниже железа должна составлять не менее 1 см, а при плоском (обручном) железе не менее $\frac{1}{2}$ см (черт. 119).

Швы со стержнями должны быть шириною не менее 2 см, причем железо должно быть окружено раствором со всех сторон по крайней мере на $\frac{1}{2}$ см.

В особых случаях малых пролетов и малых нагрузок стержни могут располагаться через один и не более как через два шва.



Черт. 119.

Для предохранения конструкции от изнашивания, особый защитный слой (пол) толщиной 1—2 см, из хорошо сопротивляющегося материала.

Железобетонные перекрытия, свободно-лежащие на каменных стенах, рассчитываются по формуле $M = \frac{q^2 l^2}{8}$; только, если необходимое закрепление может быть доказано и перекрытие устраивается одновременно с каменной кладкой, можно его рассчитывать по формуле $M = \frac{q^2 l^2}{10}$.

В последнем случае укладываются попеременно один стержень отогнутый и другой прямой; при применении плоского железа (обручного) следует уложить требуемое количество верхнего железа.

Если перекрытие на кирпичных стенах принимается за свободно-лежащее, то все же необходимо учесть непредвиденное расчетом закрепление при помощи верхней арматуры.

Перекрытия, которые основаны на нижних полках балок и плотно прилегают к их стенкам, а также и перекрытия на приподнятых опорах из бетона, основанных на нижних



Черт. 120.

полках балок, закрепление коих достигается благодаря бетону, забитому между плитой и верхней полкой балки, можно рассматривать как частично-закрепленные и рассчитывать по формуле $M = \frac{q^2 l^2}{10}$. * При этом предполагается, что приподнятые опоры состоят из бетона 1:4 и имеют уклон, с которым сопрягаются с плитой, не круче 3:1 (черт. 120). Относительно расположения стержней арматуры остается в силе указанное выше.

Наклонные железобетонные перекрытия (лестничные марши) не считаются, вообще, полузакрепленными и должны рассчитываться как свободно-лежащие по $M = \frac{q^2 l^2}{8}$. Однако, в виде исключения их можно рассчитывать также и по формуле $M = \frac{q^2 l^2}{10}$, если будут приняты особые меры для надежного закрепления (загиб верхнего железа за полки).

Неразрезные железобетонные перекрытия при одинаковых пролетах, или у которых наименьший пролет составляет не менее

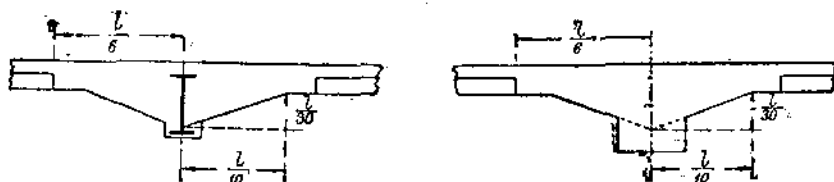
* При выполнении между плитой и балкой бетонных заделок, следует хорошо поддерживать их во влажном состоянии, так как вследствие усадки бетона может произойти отделение его от балки, а следовательно, и ослабление заделки.

0,8 наибольшего, в случае равномерно-распределенной нагрузки, рассчитываются по моменту $\frac{ql^2}{15}$ — в средних пролетах и $\frac{ql^2}{11}$ — в крайних пролетах.

Если перекрытие у промежуточных опор имеет утолщения, ширина которых согласно черт. 121 равна в крайней мере $\frac{1}{10}l$ и высота — $\frac{1}{30}l$, то они могут рассчитываться: по $M = \frac{ql^2}{18}$ — внутренние пролеты и $\frac{ql^2}{12}$ — крайние.

Отрицательный момент в перекрытии с двух пролетах принимается равным $M = -\frac{ql^2}{8}$, а с трех и большим числе пролетов — над внутренней опорой крайнего пролета $M = -\frac{ql^2}{9}$ и над остальными внутренними опорами — $\frac{ql^2}{10}$.

В области отрицательных моментов, т. е. на протяжении $\frac{1}{6}l$ по обе стороны от оси опоры (средних), следует применять сплошной бетон. На такую же длину должны заходить в соседний пролет прямые части отогнутых стержней.



Черт. 121.

При железных балках стержни арматуры могут быть загнуты крюками за верхние полки балок; тогда против отрицательных моментов должны быть проложены над балками верхние стержни на такую длину, насколько простирается сплошной бетон. Бетонный слой над полками балок должен быть толщиной по крайней мере 4 см.

При железобетонных балках сжатая зона при расчете принимается только на длину сплошного бетона ($2 \cdot \frac{1}{6}l = \frac{1}{3}l$).

При расчете на сосредоточенный груз ширину плиты следует принимать меньшую, чем при расчете железобетонных плит (стр. 76); при легких камнях не свыше 1,0 м.

В следующей таблице приведены допускаемые напряжения при изгибе в предположении, что при устройстве железобетонных перекрытий применяется цементный раствор состава 1:4, с прибавкой белой извести не свыше 7% и что бетонный сжатый слой имеет, по крайней мере, 3 см толщины при составе 1 ч. цемента на 4 ч. смеси песка и гравия.

Вид сооружения или части его	Напряжения сжатия при изгибе σ_c или σ_b в кг/см ²		Напряжения железа на растяжение σ_s в кг/см ²
	Для перекрытий без бетонного слоя	Для перекрытий с бе- тонным слоем толщ- ной от 3 см до 5 см	
а) Перекрытия в гражданских зданиях с преобладающей статиче- ской нагрузкой	$\frac{1}{7}$ от найденного испытанием сопро- тивления камня сжатия S и не бо- лее 36	36	1 200
б) Перекрытия фабрик и проч., подвергающиеся непосредственным сотрясениям, а также лестницы	$\frac{1}{6}S$ и не более 30	30	1 000
в) Перекрытия в проездах и дво- рах над подвалами и прочие пере- крытия, подвергающиеся весьма силь- ным сотрясениям (напр., при работе тяжелых машин)	$\frac{1}{6}S$ и не более 27	27	900

Допускаемое напряжение на скалывание установлено $\tau_0 = 2,5 \text{ кг/см}^2$. При больших напряжениях скалыванию следует брать сплошные камни или сплошной бетон, причем в той области, где напряжения превосходят допускаемое, они полностью воспринимаются железом.

В формуле для определения напряжения скалыванию

$$\tau_0 = \frac{Q}{b \cdot z}$$

под b — разумеется ширина перекрытия на 1 м за вычетом пустот из общей ширины камней и швов.

Допускаемое напряжение на сцепление: при круглом железе $\tau_1 = 4,5 \text{ кг/см}^2$ и при плоском — $\tau_1 = 3 \text{ кг/см}^2$. Если напряжение сцепления превосходит эти величины, то следует брать круглые стержни, снабжая их на концах крючками.

По прежним Техническим условиям Московской городской управы 1912 г. в разд. В, §§ 69—77 вкл., для расчета железобетонных перекрытий были установлены следующие основные положения:

Модуль упругости кирпичной кладки при сжатии принимается равным 84000 кг/см^2 , т. е. отношение модулей упругости железа и кирпичной кладки $n = 25$. Затем наибольшее допускаемое напряжение на сжатие при изгибе для кирпичной кладки на цементе не должно превышать 15 кг/см^2 и на скалывание — $2,5 \text{ кг/см}^2$.

В кладке на цементе из камней разного рода наибольшее напряжение на сжатие при изгибе не должно превосходить 15% от величины временного сопротивления камня сжатию и во всяком случае не более 35 кг/см^2 .

Слой бетона, покрывающий кирпич, при толщине менее 3 см при расчете не принимается во внимание; при толщине же в 3 см и не более 5 см конструкция рассчитывается как железобетонное перекрытие, т. е. $n = 25$. В случае, когда нейтральная ось проходит внутри бетонного слоя, или последний толще 5 см, перекрытие рассчитывается как железобетонное, т. е. $n = 15$ (по таблице II), причем кирпич рассматривается как заполнение пояса, подверженного растяжению.

Пропорция смеси для бетонного слоя должна быть не тоньше 1:3.

Расчет железобетонных перекрытий по Московским техническим условиям 1912 г. производится по таблице IV, подобной таблице II.

ТАБЛИЦА IV

для подбора сечений железобетонных перекрытий при $n = 25$.

q	$\sigma_s = 1000 \text{ кг/см}^2$			$\sigma_s = 1200 \text{ кг/см}^2$		
	$\alpha = kh_1$	$k_1 = c_1' \sqrt{\frac{M}{b}}$	$F_s = c_2' \sqrt{Mb}$	$\alpha = kh_1$	$k_1 = c_1' \sqrt{\frac{M}{b}}$	$F_s = c_2' \sqrt{Mb}$
	$k =$	$c_1' =$	$c_2' =$	$k =$	$c_1' =$	$c_2' =$
10	0,200	1,035	0,00104	0,172	1,110	0,00080
11	0,216	0,953	0,00113	0,186	1,020	0,00087
12	0,231	0,885	0,00122	0,200	0,945	0,00095
13	0,245	0,827	0,00132	0,213	0,882	0,00102
14	0,259	0,777	0,00141	0,226	0,827	0,00109
15	0,273	0,733	0,00150	0,238	0,780	0,00116
16	0,286	0,696	0,00159	0,250	0,739	0,00123
17	0,298	0,662	0,00168	0,262	0,702	0,00130
18	0,310	0,632	0,00177	0,273	0,669	0,00137
19	0,322	0,605	0,00185	0,284	0,640	0,00144
20	0,333	0,581	0,00194	0,294	0,614	0,00151
21	0,344	0,559	0,00202	0,304	0,590	0,00157
22	0,355	0,539	0,00210	0,314	0,569	0,00164
23	0,365	0,521	0,00219	0,324	0,549	0,00170
24	0,375	0,504	0,00227	0,333	0,531	0,00177
25	0,385	0,489	0,00235	0,342	0,514	0,00183
26	0,394	0,474	0,00243	0,351	0,498	0,00190
27	0,403	0,461	0,00251	0,360	0,484	0,00196
28	0,412	0,448	0,00259	0,368	0,470	0,00202
29	0,420	0,437	0,00266	0,377	0,458	0,00208
30	0,429	0,426	0,00274	0,385	0,446	0,00214
31	0,437	0,416	0,00281	0,392	0,435	0,00221
32	0,444	0,407	0,00289	0,400	0,425	0,00227
33	0,452	0,397	0,00296	0,407	0,415	0,00232
34	0,459	0,389	0,00304	0,415	0,406	0,00238
35	0,467	0,381	0,00311	0,422	0,397	0,00244

Пример 1. Подобрать арматуру для железобетонного перекрытия по данным M , h и σ_c .

Дано: Пролет $l = 2,75$ м; пустотелые камни, засыпка, пол — по черт. 122; полезная нагрузка 250 кг/м^2 и $\sigma_c = 1000 \text{ кг/см}^2$.

Найти: F_s и σ_s .

Нагрузка:

Собственный вес плиты из пустотелых кирпичей	$0,15 \cdot 1300 = 195 \text{ кг/м}^2$
Верхний слой бетона в 3 см	$0,03 \cdot 2200 = 66 \text{ "}$
Вес шлаковой засыпки толщ. 10 см	$0,10 \cdot 1000 = 100 \text{ "}$
Деревянный пол толщ. 2 + 3 см	$0,05 \cdot 600 = 30 \text{ "}$
Штукатурка толщ. 1 см	$0,01 \cdot 2000 = 20 \text{ "}$
Полезная нагрузка	250 "

Полная нагрузка 661 кг/м^2

Момент на 1 м ширины плиты

$$M = \frac{661 \cdot 2,75^2}{10} 100 = 50\,000 \text{ кгсм.}$$

Полезная высота плиты

$$h_1 = (15 + 3) - 1,5 = 16,5 \text{ см.}$$

По таблице II, при $n = 15$

из формулы $h_1 = c_1^1 \sqrt{\frac{M}{b}}$:

$$c_1^1 = \frac{h_1}{\sqrt{\frac{M}{b}}} = \frac{16,5}{\sqrt{\frac{50\,000}{100}}} = 0,738.$$

Для $\sigma_c = 1000 \text{ кг/см}^2$ и $c_1^1 = 0,738$:

$$\sigma_s = 18,4 \text{ кг/см}^2, * F_s = 0,00146 \sqrt{50\,000 \cdot 100} = 3,26 \text{ см}^2.$$

Следовательно, на ширину 11,5 см

$$0,115 \cdot 3,26 = 0,375 \text{ см}^2.$$

Берем плоское железо 20×2 мм с площадью поперечного сечения $0,40 \text{ см}^2$.

При расчете согласно Техническим условиям Московской городской управы 1912 г. (при $n = 25$) арматура получится следующая:

По таблице IV.

Для $\sigma_c = 1000 \text{ кг/см}^2$ и $c_1^1 = 0,738$:

$$\sigma_s = 14,9 \text{ кг/см}^2 \text{ и } F_s = 0,00149 \sqrt{50\,000 \cdot 100} = 3,33 \text{ см}^2.$$

На ширину 11,5 см — $0,115 \cdot 3,33 = 0,383 \text{ см}^2$, т. е. незначительно разнится от исчисленного выше, при $n = 15$.

Берем тоже плоское железо сечением 20×2 мм.

Пример 2. Проверить прочность железобетонного перекрытия, при данных размерах (черт. 122).

Дано: $M = 50\,000 \text{ кгсм}$; $F_s = 0,40 \cdot \frac{100}{11,5} = 3,48 \text{ см}^2$; $h_1 = 16,5 \text{ см}$.

Найти: σ_s и σ_c .

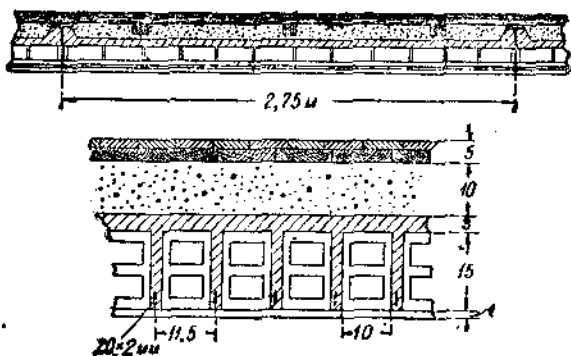
Расстояние нейтральной оси от верхнего края плиты

$$(1) \quad x = \frac{15 \cdot 3,48}{100} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 100 \cdot 16,5}{25 \cdot 3,48}} \right] = 3,66 \text{ см.}$$

Напряжение сжатия

$$(7) \quad \sigma_s = \frac{2M}{bx \left(h_1 - \frac{x}{3} \right)} = \frac{2 \cdot 50\,000}{100 \cdot 3,66 \left(16,5 - \frac{3,66}{3} \right)} = 17,9 \text{ кг/см}^2.$$

* У верхней грани бетонного слоя.



Черт. 122.

$$(8) \quad \sigma_s = \frac{M}{(F_s \cdot h_1 - \frac{x}{3})} = \frac{50\,000}{3,48(16,5 - 1,22)} = 941 \text{ кг/см}^2.$$

При проверке прочности по Техническим условиям Московской городской упр. в 1912 г.

$$x = \frac{25 \cdot 3,48}{100} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 100 \cdot 16,5}{25 \cdot 3,48}} \right] = 4,56 \text{ см,}$$

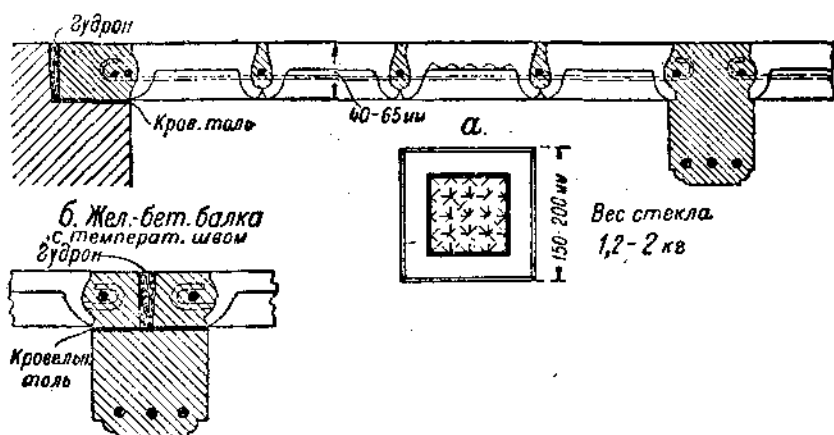
$$\sigma_s = 14,6 \text{ кг/см}^2, \quad \sigma_c = 960 \cdot \text{кг/см}^2.$$

§ 26. Стекло-железобетонные перекрытия.

Если вместо разного вида камней уложить между железными стержнями толстые вставки из прессованного стекла и укрепить их цементным раствором, то получится сочетание трех разных материалов — стекла, железа и бетона, также способных нести совместную работу.

При значительной прочности стеклянных вставок получается не только прозрачное, но и достаточной сопротивляемости стекло-железобетонное перекрытие, допускающее проход людей и перевозку тяжестей.

По сравнению с обыкновенной конструкцией верхнего света, устраиваемой из стекол, вставленных в металлические рамы, стекло-железобетонная имеет следующие преимущества: а) большая огнестойкость, б) нет открытых железных частей, требующих частой окраски, в) сравнительно быстрое выполнение — не требуется заказывать особых рам; стекла прямо кладутся на опалубку, укладывается арматура, и швы заливаются цементным раствором и г) большая сопротивляемость.



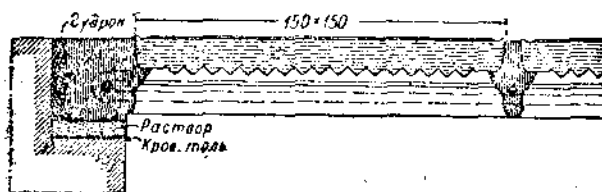
Черт. 123.

Стекло-железобетонные конструкции особенно пригодны для таких перекрытий, которые давали бы доступ света в помещения и в то же время способны были бы выдерживать тяжести, например перекрытие подвалов под дворами, перекрытия над станциями подземных железных дорог и т. п. Затем они могут применяться для крыш, стен, брандмауерных окон, ступеней, световых дворов, крытых переходов и пр.

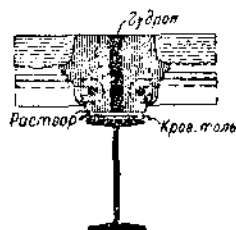
Изготовление стекло-железобетонных перекрытий обыкновенно производится на месте, но при небольших размерах плит последние могут быть заготовлены и заблаговременно в мастерской.

Изображенное на черт. 123 стекло-железобетонное перекрытие Кеплера по существу, представляет собою ребристую плиту, в которой промежутки, образованные железобетонными продольными и поперечными ребрами, заполнены квадратными стеклянными призмами (а) *.

По обводу перекрытия оставляется шов расширения, заполняемый обычно гудроном; под опорные части прокладывается асфальтовый толь. На черт. 123б показано устройство температурного шва над железобетонной балкой.



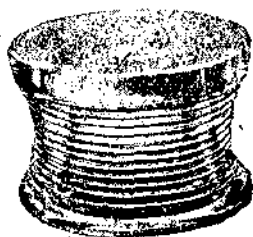
Черт. 123.



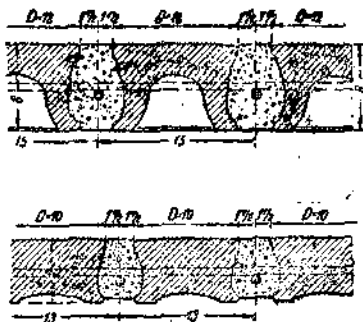
Черт. 124а.

На черт. 124 представлено другое перекрытие „Solfac“; на черт. 124а—устройство температурного шва над железной балкой.

В последнее время большое распространение во Франции и в Германии получила новая система монолитных стекло-железобетонных перекрытий Роталит (Rotalith), для которых применяются небольшие круглые стеклянные камни, по высоте равные толщине перекрытия (черт. 125) **. Эти камни укладываются на опалубку между стержнями арматуры, не отличающейся от обычной для железобетонных плит, и затем заливаются цементным раствором (черт. 125а).



Черт. 125.



Черт. 125а.

От предыдущих систем эта конструкция отличается тем, что здесь нет ясно выраженной решетки из узких железобетонных ребер, а скорее она представляет сплошную плиту, в которой часть бетона заменена стеклом.

На приведенных разрезах показаны два вида стеклянных камней—сплошных и с глубокими выемками снизу; из первых плита получается почти одинакового веса с железобетонной (объемный вес стекла 2500 кг/м^3), а из вторых—облегченного веса подобно перекрытиям из пустотелых камней.

Эти перекрытия могут выполняться как для тяжелого, так и для легкого движения.

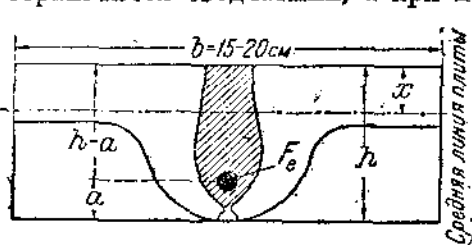
Для перекрытий, приспособленных для движения (ходьбы), верхняя поверхность камней выполняется неровной, в виде наковки (но не матовой). Боковая поверхность их рифленая для повышения связи между стеклом и бетоном (черт. 125).

* Наилучшим стеклом для приям является борносиликатное, отличающееся наименьшей хрупкостью и в то же время большой твердостью; удельный вес—ок. 2,6, сопротивление растяжению 25 кг/см^2 , сжатию 250 кг/см^2 , прозрачность—90%.

** „Beton und Eisen“. 1930, Н. 6, S. 109, Monolithischer Glaseisenbeton.

По сравнению с предыдущими системами, здесь не требуется такой тщательной заботы о подразделении перекрытия достаточным числом температурных швов, а таковые могут располагаться на значительном расстоянии, а иногда и вовсе обходиться без них.

При больших пролетах стекло-железобетонные покрытия (крыши) устраиваются сводчатыми, а при подходящем плане и купольными.



Черт. 126.

Водонепроницаемость покрытий достигается применением надлежащего качества бетона и тщательностью выполнения работ.

Опыты, произведенные над этой системой стекло-железобетонных перекрытий, показали их высокую сопротивляемость и хорошую взаимную связь между тремя материалами.

Расчет стекло-железобетонных конструкций (черт. 126)

производится также по формулам, выведенным для железобетона, причем принимают $n = 10$, а собственный вес от 80 до 125 кг/м³, в зависимости от размеров (веса) стекол.

Допускаемое напряжение для сжатого пояса не должно превосходить 40 кг/см², а для растянутой арматуры—750 кг/см².*

Бетон (раствор) для ребер должен быть приготовляться с особой тщательностью и не должен быть тощее 1:3.

Б. РЕБРИСТЫЕ ПЕРЕКРЫТИЯ.

Ребристая конструкция является наиболее распространенной и применяется как для устройства перекрытий, так и мостов, подпорных стен, резервуаров и пр.

Отличительной чертой ее является отсутствие железных балок и колонн и вообще массивных железных частей.

Первоначальная разработка и применение ребристой конструкции принадлежит инж. Геннебику (1892 г.).

Однако, в настоящее время, с развитием теории железобетона, „система“ Геннебика, оставаясь верной в своих основных положениях, претерпела многие изменения в конструктивных деталях, о которых будет сказано ниже.

§ 27. Перекрытие Геннебика (Hennebique) и разновидности его.

Конструкция перекрытия Геннебика вообще состоит (черт. 127):

- 1) из главных поперечных железобетонных балок *B*, поддерживаемых стенами и железобетонными колоннами *A*;
- 2) второстепенных продольных балок *C*;
- 3) железобетонной плиты *D*, заполняющей промежутки между балками и играющей роль настила.

Все эти части представляют один сопротивляющийся внешним силам монолит, благодаря надлежащему распределению железа в массе бетона, соответствующему тем напряжениям, которые появляются при нагрузке перекрытия.

Обычные пролеты главных балок редко превосходили 7 м, пролеты второстепенных балок 3—5 м при расстоянии между последними от 1,2 до 3,5 и не выше 5 м.

Как главные, так и второстепенные балки имели, вообще, прямоугольное сечение (черт. 127), но встречались и трапециевидные.

При подразделении перекрываемого пространства Геннебик исходил из той мысли, что пролет плиты между балками не должен превосходить 3—3,5 м с тем, чтобы плита на всем своем протяжении могла функционировать, как верхний (сжатый) пояс балки.

* Малое допускаемое напряжение в арматуре обусловлено тем, что при очень малых высотах конструкции даже относительно небольшое отклонение арматуры от предполагаемого ее положения может вызвать значительное увеличение напряжения в железе.

Арматуру каждой балки (ребра) составляют (черт. 128 и 129):

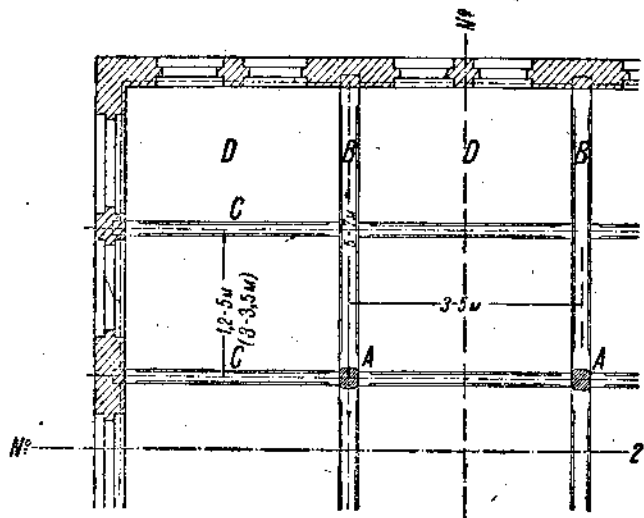
1) одна или несколько прямых стержней *a* круглого поперечного сечения, вдоль нижней грани балки;

2) такое же число отогнутых стержней *b*, концы которых располагаются вдоль верхней грани балки, средняя же горизонтальная часть проходит непосредственно над соответствующим прямым стержнем, находясь с ним в одной вертикальной плоскости. Отгибанием стержней достигается, с одной стороны, восприятие отрицательных моментов над опорами, а с другой, — принятие наклонными частями скалывающихся напряжений; отгибы стержней начинаются приблизительно в $1/2$ от опоры и при подъеме на опоры не доходят на 2—3 см до верха конструкции;

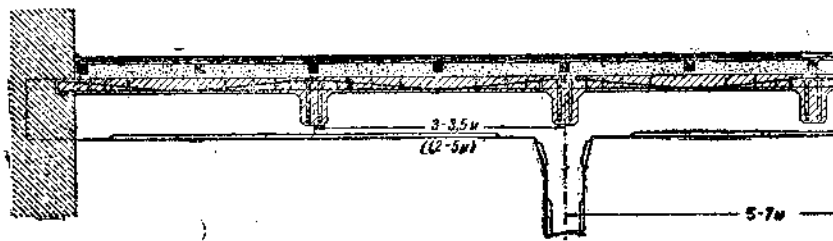
3) хомуты (подвески) *g* из тонкого полосового железа, охватывающие снизу каждый прямой стержень с расположенным над ним отогнутым; длина хомутов несколько больше высоты балки, так что концы их доходят до воловины толщины плиты, где они заканчиваются загибами запаточками для лучшей связи с бетоном. Хомуты соответственно с возрастанием скалывающихся напряжений, которые они должны воспринимать, с приближением к опорам ставятся чаще, или выполняются соответственно из более толстого железа. Хомуты также улучшают связь между балкой и плитой, где они вместе с утолщениями плиты (вутами) должны препятствовать срезыванию. Кроме того, хомуты полезны и для образования вертикальной связи между слоями бетонной массы.

Все указанные составные части арматуры окружены бетоном, связывающих их в одну целую железобетонную балку.

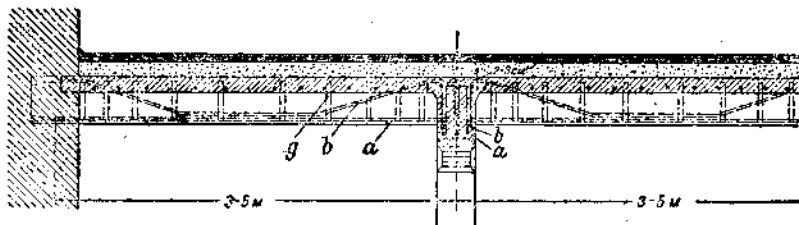
Рабочие стержни, прямые и отогнутые из круглого железа диаметром от 10 до 50 мм; хомуты из полосового железа, сечением $20 \times 1,5$ мм до 50×3 см.



Черт. 127.



Черт. 128.



Черт. 129.

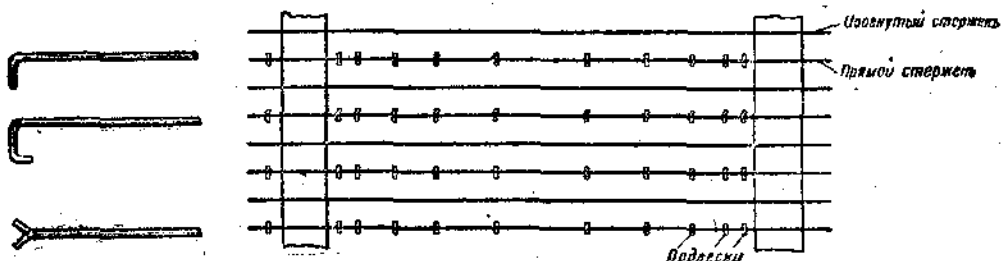
Концы всех стержней, для увеличения сопротивления скольжению, загибаются крючками или расщепляются наподобие козьего копыта (черт. 130); кроме того, при неразрезных балках стержни каждого пролета продолжают на некоторую длину в соседние пролеты, чем осуществляется непрерывность двутоннелых балок при пересечении их с главными.

Ширину балки определяют возможностью размещения требуемого числа стержней, оставляя промежутки между ними в 5—6 см и не менее 3 см. Эта ширина зависит также еще и от того декоративного эффекта, который имеют в виду произвести.

Нижне прямых стержней оставляется защитный слой бетона не менее 25 мм.

Арматуру плиты, перекрывающей промежутки между балками, составляют (черт. 128, 129, 131):
1) прямые круглого сечения стержни, располагаемые в направлении, перпендикулярном к балкам;

2) такие же стержни, изогнутые по кривой, средние участки которых находятся в одной горизонтальной плоскости с прямыми стержнями, а концы над балками проходят, вблизи верхней поверхности плиты;



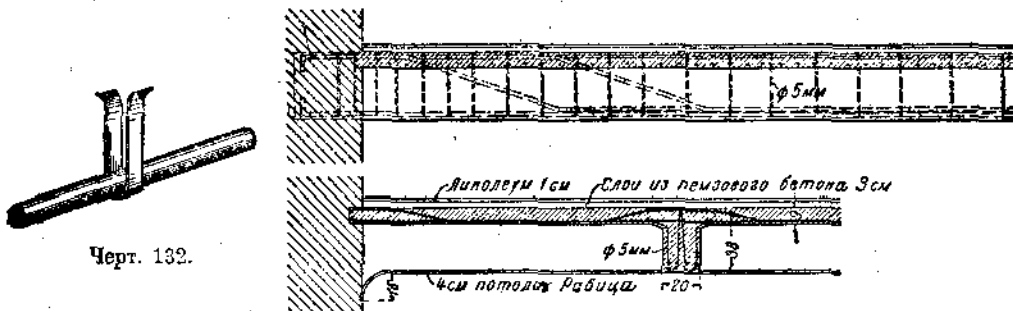
Черт. 130.

Черт. 131.

3) малые хомуты из тонкого полосового железа (черт. 132), охватывающие стержни. Бетон, окружающий эти части, связывает их в одно целое с балками.

Прямые и изогнутые стержни располагаются через один (черт. 131).

Концы стержней, равно как и хомутов, загнуты (или раздвоены) для более прочной связи с бетоном. Обыкновенно стержни продолжают на два или несколько пролетов.



Черт. 132.

Черт. 133.

Расстояние между стержнями и их диаметр определяются по общему сечению железа, найденному расчетом; диаметр их изменяется от 5 до 20 мм.

Разнообразные применения системы Геннебика вызвали соответственные изменения или дополнения основного типа арматуры.

Так, например, устраивались плиты с применением прямых распределительных стержней, а в некоторых случаях допускалось еще то упрощение, что все стержни брались прямыми, т. е. получалась конструкция Монье, с присоединением подвесок.

При больших же нагрузках обыкновенные плиты между балками преобразовывались в сводчатые, а иногда устраивались и в виде куполов, опирающихся на все четыре стороны. Такое заполнение между балками применялось также и по архитектурным соображениям, как, например, в малом дворце изящных искусств, построенном для Всемирной выставки в Париже в 1900 г.

На черт. 133 представлена более поздняя конструкция перекрытия Геннебика.

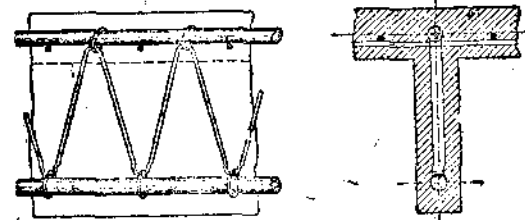
Между прочим, хомуты здесь показаны из круглого железа и охватывают уже по несколько стержней, причем расположенных; снизу перекрытия подвешен потолок Рабица.

Из разновидностей „системы“ Геннебика, подвигшихся вслед за нею, можно указать на следующие:

Система Эдмонда Куанье (Ed. Coignet).

В ребрах этого перекрытия два стержня круглого сечения, расположенные внизу и вверху, соединяются между собой в продольном направлении обрубным железом, которое прикрепляется при помощи обвязки попеременно то к одному, то к другому стержню (черт. 134).

Плита перекрытия армируется сетью из перекрещивающихся стержней, подобно тому как в плитах Монье.



Черт. 134.

Ребра Куанье изготовляют или отдельно от плиты перекрытия (на земле), укладывая их потом как обыкновенные балки, или же прямо на месте одновременно с плитой. Верхний стержень иногда помещался ниже плиты в теле ребра.

Балки Куанье, изготовляемые на земле, вообще, имеют малые размеры, что заставляет обкладывать их в среднем до 1 м.

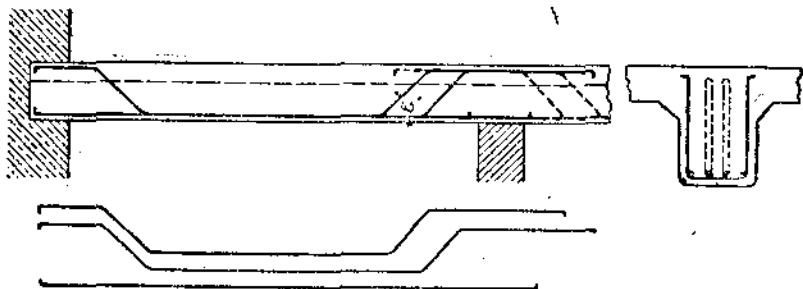
Пролеты перекрытия Куанье достигали 10 м.



Черт. 135.

Система Кулару (Coularou) отличается от системы Геннебика также, главным образом, типом поперечных связей. Хомуты идут не вертикально, а наклонно, под углом 45° , напоминая диагонали решетчатой балки, и направлены так, чтобы они работали на растяжение (черт. 135).

Эти связи (хомуты) из круглого железа расставлены на расстояниях, увеличивающихся от опор к середине балки; концы их загнута за два прямых стержня, из которых один расположен внизу, другой — сверху балки.



Черт. 136.

Верхний стержень, имеющий слабое сечение, — прямой и параллелен нижнему стержню на всей длине, на которой установлены хомуты; затем он изгибается и под углом 45° пододвигается к нижнему стержню и лежит с ним рядом в средней части балки.

Система эта не получила распространения, главным образом, по практическим соображениям, в виду трудности работы с наклонными хомутами.

Видоизменением этой системы является конструкция перекрытия с арматурой Кана, о которой будет сказано дальше.

Система Вайс и Ко (Wayss).

Растянутые стержни располагаются в один ряд и вместе обхватываются хомутами из круглого железа; половина стержней имеет отгиб под углом в 45° . Отгибы начинаются в некотором расстоянии от опоры, образуя верхнюю арматуру на известной длине балки (черт. 136); наклонные части стержней не проходят в одной плоскости.

Система Люипольда (Luipold).

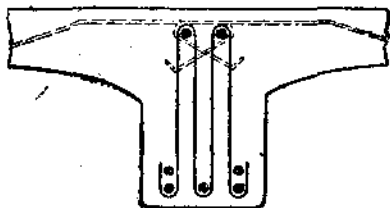
Стержни двойной арматуры (черт. 137), расположенные в шахматном порядке, обхватываются попеременно зигзагообразными хомутами из круглого железа.

Отгиб стержней делается под углом около 30° — 40° .

Система Маскиабини (Maschiachini).

Вместо хомутов частая обмотка из тонких проволок, благодаря чему повышается сопротивление сжатию обмотанного бетона и сопротивление сцепления железной арматуры, находящейся внутри обмотки.

Затем можно указать еще на системы — Гисгаммера, Буссирона, Хенкеля и др., в настоящее время не имеющие серьезного значения.



Черт. 137.

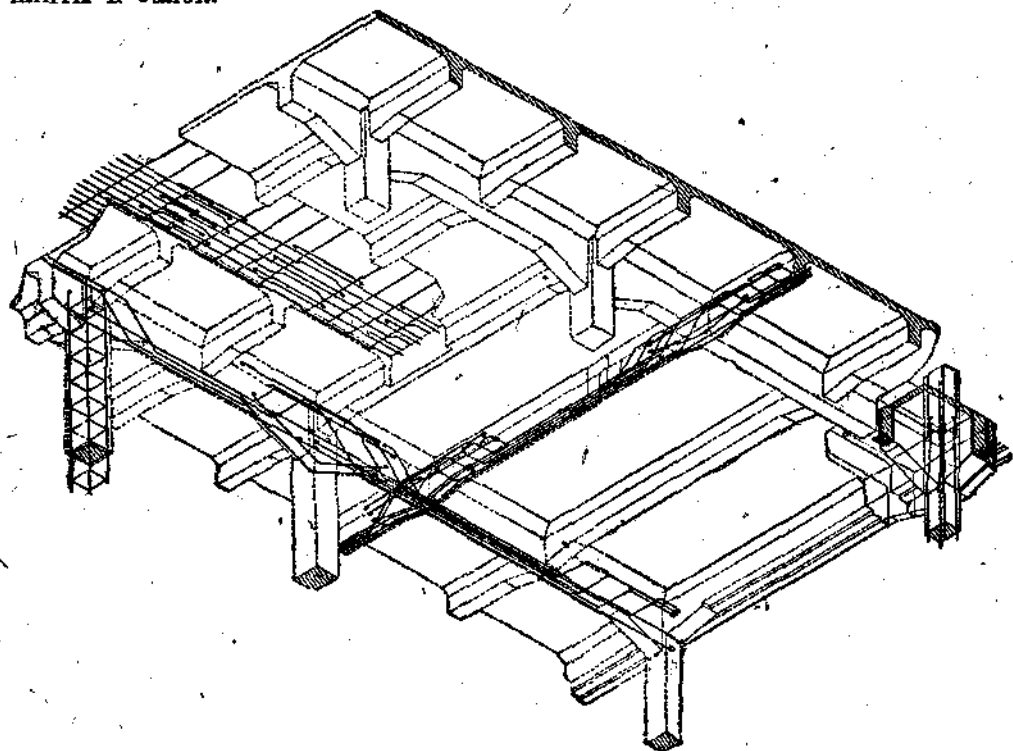
§ 28. Современная конструкция ребристого перекрытия.

1. Составные части перекрытия.

Современное, обыкновенное, ребристое перекрытие отличается от системы Геннебика, главным образом, различными конструктивными деталями, выработанными на основании многих опытных и теоретических исследований.

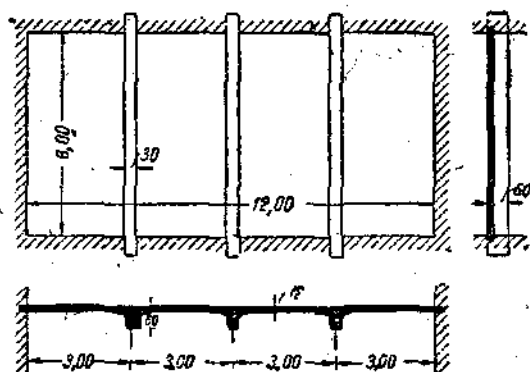
Это перекрытие также состоит из балок, идущих по одному или по двум направлениям, и плиты, соединенных в одно монолитное целое.

На черт. 138 представлен перспективный вид такого монолитного перекрытия с балками по двум направлениям, с показанием арматуры плиты и балок.



Черт. 138.

Главные балки или балки 1-го порядка (прогоны) располагаются по одному из направлений с устройством, если нужно, промежуточных опор—колонн (столбов).

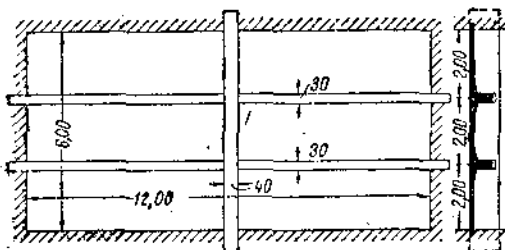


Черт. 139.

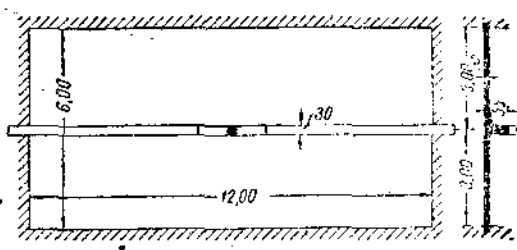
Для уменьшения пролета перекрывающей плиты перпендикулярно к главным балкам располагаются второстепенные балки или балки 2-го порядка (ребра). Расстояния между этими балками берутся в пределах от 1 м до 4,5 м; наиболее же употребительны 1,5—2,5 м.

Плита перекрытия проходит над всеми второстепенными и главными балками и жестко с ними связана.

Когда по размерам помещения можно обойтись без колонн, то главные балки располагаются параллельно меньшей стороне, причем нередко представляется выгодным иметь балки только по одному направлению.



Черт. 140.



Черт. 141.

На черт. 139, 140 и 141 приведен пример устройства простого перекрытия над одним и тем же помещением различными способами. Вообще в каждом случае следует исследовать, какое решение явится наилучшим и наиболее выгодным в экономическом отношении *.

2. Конструкция неразрезных плит.

Плита перекрытия представляет, по существу, неразрезную балку на многих опорах, с которыми она жестко связана. Толщина плиты определяется расчетом и колеблется в зависимости от пролета и нагрузки для междустаяжных перекрытий в пределах от 7 до 15 см; при большей толщине выгоднее уменьшить расстояние между ребрами.

Сечение рабочей арматуры на 1 м ширины в неразрезной плите определяется в разных местах соответственно величинам изгибающих моментов. Диаметр стержней выбирается от 6 до 15 мм; располагаются они на расстояниях от 6 до 15 см, обычно 8—12 см, так что на 1 м ширины плиты, обыкновенно, приходится от 12 до 8 стержней.

Если арматура не перекрестная и в расчет входят только стержни одного направления, то в направлении, перпендикулярном к основной арматуре, располагаются вспомогательные, распределительные стержни. При балках по двум направлениям, когда имеется налицо действие плиты, закрепленной по 4-м сторонам, расположение распределительных стержней, помимо чисто конструктивного значения, является необходимым также и в статическом отношении. Вследствие происходящей в этом случае деформации плиты и в направлении длинной стороны, в середине плиты может быть вызвано возникновение трещин, параллельных рабочим стержням, и воспрепятствовать образованию их могут только распределительные стержни, расстояние между которыми в середине пролета целесообразно делать меньше чем вблизи опор. Распределительные стержни делают плиту более устойчивой против образования усадочных трещин. *

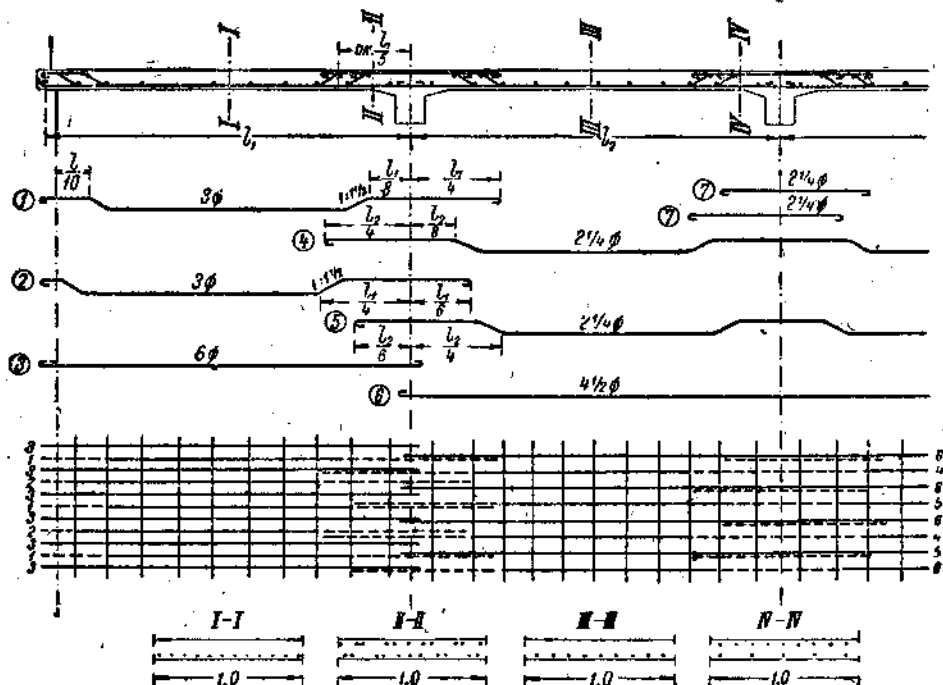
* * Пробой, на основании подсчетов стоимости, приводит к выводам: стоимость ребристого перекрытия увеличивается с расстоянием между колоннами; она также увеличивается с расстоянием между второстепенными балками; наоборот, уменьшение расстояния между второстепенными балками, при одинаковой стоимости, дает возможность увеличить расстояния между колоннами.

Диаметр распределительных стержней берут от 5 до 8 мм, раз-
меща их на расстояниях от 10 до 30 см*.

Плиты заводских перекрытий, подверженные ударной нагрузке, требуют большего количества распределительных стержней, чем плиты служебных и жилых помещений.

В местах пересечения стержни связываются мягкой отожженной проволокой диаметром 0,8—1 мм.

Так как в неразрезных и закрепленных плитах в средней части пролетов — положительные моменты, а над опорами — отрицательные, часть стержней переводят от нижней грани плиты к верхней, отгибая их под углом в 30° — 45° к горизонту**. По мнению Мерпа, более целесообразно делать отгибы стержней положе 45° , а именно в тонких плитах, до 10 см толщины, с уклоном в 1:3, а в толстых и в коротких плитах



Черт. 142.

круче, от 1:2 до $1:1\frac{1}{2}$ (черт. 142). У нижней грани плиты оставляется часть стержней (от $\frac{1}{2}$ до $\frac{1}{3}$ общего числа) на всем протяжении плиты, добавляя над опорами в случае надобности короткие стержни над стержнями, оставшимися внизу***. Отгибание стержней вызывается не скалывающими напряжениями (поперечными силами), которые у плит бывают значительно меньше допускаемых, а исключительно для восприятия растягивающих напряжений (отрицательных моментов), появля-

* По Вр. нормам (§ 61) расстояние между распределительными стержнями должно быть не более тройного расстояния между прутьями рабочей арматуры и не более 30 см, причем распределительная арматура должна составлять по объему не менее 15% рабочей арматуры.

По Швейцарским нормам 1915 г., расстояние это должно быть не более двойного расстояния между рабочими стержнями.

По Германским нормам 1925 г., на 1 м должно укладываться, по крайней мере, 3 стержня диаметром 7 мм или большее число более тонких стержней при том же общем сечении.

** Не рекомендуется иногда встречающийся прием полного разделения верхней и нижней арматуры.

*** Сквозная арматура необходима также и из соображений возможной осадки опор, когда растяжение может оказаться не вверху, а внизу плиты и арматура в этих местах окажется нужной. Нижняя, сквозная арматура, дает также хорошую связь между плитой и ребром, увеличивая надежность в отношении перерезывающих напряжений.

ющихся над опорами *. В виду небольших скалывающих напряжений, в плитах обычно не требуется и установки хомутов.

Так как в плитах стержни распределяются на большой ширине, то арматура при расчете, обычно, определяется на ширину в 1 м, и найденное число стержней на эту ширину проставляется на чертежах.

Для наглядности и простоты укладки арматуры, прямые и отогнутые стержни должны чередоваться между собой в определенном порядке, для чего соотношение между числами прямых и отогнутых стержней должно быть возможно простым. По мнению Мерша, представляется достаточным, кроме прямых нижних и верхних стержней, применять две серии отогнутых стержней, причем простейшее чередование между стержнями получается, когда на 1 м ширины плиты берется одинаковое число каждой серии отогнутых стержней, а прямых — столько же, сколько всего отогнутых (черт. 144 и 167). Следовательно, целесообразно брать на 1 м ширины плиты следующие количества прямых и отогнутых стержней: 4:2:2; 5:2 $\frac{1}{2}$:2 $\frac{1}{2}$; 6:3:3; 6 $\frac{1}{2}$:3 $\frac{1}{2}$:3 $\frac{1}{2}$; 7:3 $\frac{1}{2}$:3 $\frac{1}{2}$ и т. д., тогда как отношения 5:3:4; 6:5:3 и т. д. не следует принимать.

Что касается мест отгибов стержней, то удовлетворительное перекрытие эпюры моментов получается, если стержни переводятся примерно в расстоянии $\frac{1}{5}$ длины пролета (черт. 142 и 167); отгиб же на крайней свободной опоре следует делать так, чтобы ближайший к опоре отгиб заканчивался над самым краем опоры.

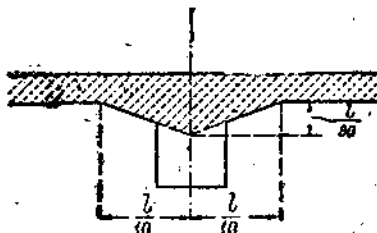
При распределении стержней в плитах, обычно, не строятся эпюры наибольших и наименьших моментов, а довольствуются определением (расчетом) необходимого числа стержней в середине пролета и над промежуточными опорами. Верхние участки отогнутых стержней, работающие на растяжение в отрицательной зоне, должны заходить в соседний пролет достаточно далеко, а именно при приблизительно одинаковых пролетах до $\frac{1}{4} l$ от опоры.

Выполнение указанных правил относительно отгиба стержней для обыкновенных перекрытий является достаточным, в особенно же ответственных случаях следует проверить количество железа и в промежуточных сечениях **.

Расстояние от крайнего волокна арматуры до наружной грани плиты при тонких стержнях (до 10 мм) не должно быть менее 1 см ***, а при толстых стержнях этот слой должен быть больше. При жестких профилях (двутавровое железо) этот слой принимается от 2 до 3 см.

Все стержни — прямые и отогнутые — на концах должны быть снабжены крюками. В местах сопряжения плиты с балками, обычно, делаются вуты отчасти по статическим соображениям, а отчасти по архитектурным (черт. 21 и 22). Вуты усиливают сопротивление плиты отрицательному моменту и скалывающим усилиям (у ребра).

По Германским нормам 1925 г. вуты принимаются в расчет, если длина их равна, по крайней мере, $\frac{1}{10} l$, считая до оси балки, а высота — $\frac{1}{30} l$ (черт. 143).



Черт. 143.

* Отгиб стержней на действие скалывающих (косых растягивающих) напряжений может потребоваться только при очень толстых и сильно нагруженных плитах (фундаментных).

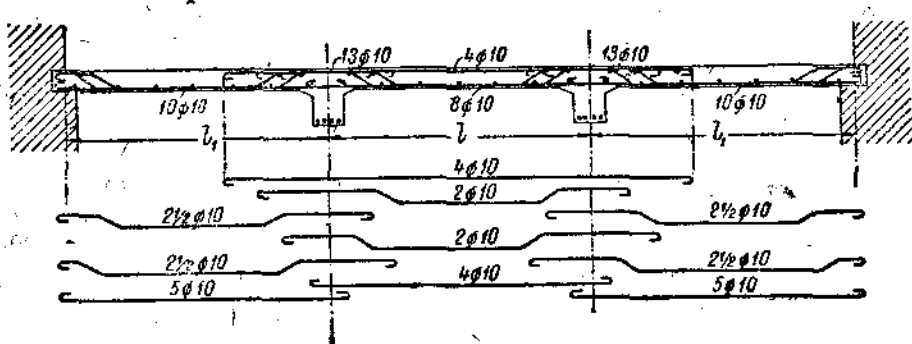
Согласно Вр. нормам НКПС, в плитах при главном напряжении у нейтральной оси (равном на том же горизонте скалывающему), не превышающем допускаемых напряжений ($\tau_0 = 5 - 3 \text{ кг/см}^2$), разрешается не ставить специальной арматуры в форме хомутов и отогнутых стержней.

** Все сказанное здесь об армировании плит относится также и к неразрезным плитам по железным балкам (стр. 55).

*** По Вр. нормам НКПС, расстояние в свету между рабочей арматурой и наружной поверхностью бетона не должно быть менее 10 мм в частоте — для плит и стен. Для сооружений, стоящих на открытом воздухе, а также подверженных действию сырости, кислот, дыма, газа и т. н., а также для сооружений особо опасных в пожарном отношении, это расстояние должно быть увеличено не менее как на 1,0 см.

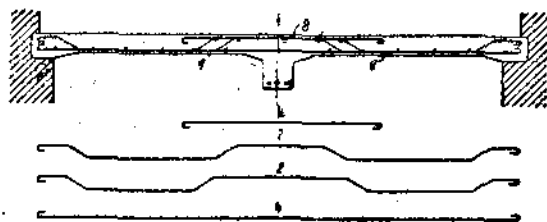
При наличии вут, благодаря утолщению плиты у опор, количество арматуры над опорой получается, обычно, то же, что и в пролете, несмотря на то, что опорный момент больше пролетного.

Следует еще заметить, что вуты обуславливают уменьшение моментов в пролете и увеличение опорных моментов, по сравнению с плитами одинакового поперечного сечения.



Черт. 144.

На черт. 144 показано расположение арматуры в трехпролетной неразрезной плите. Если все три пролета одинаковы, то в среднем пролете располагается верхняя арматура, которая обычно становится необходимой при полной нагрузке боковых пролетов. Наоборот в этой арматуре отпадает, когда крайние пролеты меньше среднего, а именно — $l_1 \leq 0,8 l$.



Черт. 145.

На черт. 145 — двухпролетная плита; вуты у стены сделаны по эстетическим соображениям.

Дальше на черт. 167 и 210 представлены примеры пятипролетной и четырехпролетной плит.

Для наглядности арматура выносится и располагается отдельно, под продольным разрезом плиты.

3. Конструкция балок.

В балках (1-го и 2-го порядка) для рабочих стержней, прямых и отогнутых, применяется круглое железо, диаметром от 10 мм до 50 мм, но диаметр свыше 38 мм ($1\frac{1}{2}$ ") употребляется очень редко.

Стержни в балках располагаются в один или два ряда*, причем в первом случае они работают наивыгоднейшим образом; при расположении в два ряда центр тяжести перемещается вверх, и статическое действие железа становится менее выгодным.

При неравном числе стержней в рядах, они могут располагаться и в шахматном порядке, но при нем труднее достигнуть тщательного заполнения бетоном промежутков между стержнями.

Стержни распределяются, по возможности, равномерно по ширине ребра, причем расстояние в свету между ними во всех направлениях должно быть, во всяком случае, не менее диаметра самого стержня и не менее 25 мм**.

* Только в сильно нагруженных тяжелых балках (в мостах) с большой высотой допускается в виде исключения, расположение арматуры более чем в 2 ряда, но при этом следует учитывать неравномерность распределения напряжений в последовательных рядах арматуры.

** По Германским нормам это расстояние должно быть не менее 2 см.

Подбор сечений балки и соответствующей арматуры в пролетах и на опорах производится в зависимости от наибольших значений моментов и перерезывающих сил.

Расположение рабочей арматуры в неразрезных балках, второстепенной и главной, показано на перспективном черт. 138 и на черт. 164 — 166.

Для усиления бетона против скалывающих и главных растягивающих напряжений в балках применяют одновременно отогнутые (косые) стержни и хомуты*. Отгиб части стержней кверху является вполне возможным, так как величины положительных моментов к опорам убывают; проверка на достаточное число остающихся прямых стержней для восприятия изгибающих моментов все же необходима. Остающиеся внизу прямые стержни прокладываются по всей длине балки, причем стыки их устраиваются над опорами.

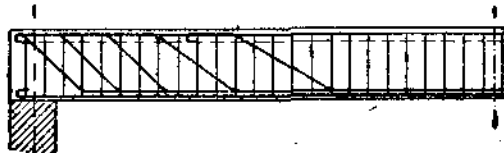
Верхние горизонтальные части отогнутых стержней являются необходимой арматурой для восприятия отрицательных моментов (растягивающих напряжений) над опорами, причем, во избежание появления трещин в верхней части балки, верхняя арматура должна начинаться, по крайней мере, с нулевой точки моментов; с приближением к опоре число этих стержней увеличивается соответственно с возрастанием отрицательных моментов.

Если отогнутые стержни не дают требуемого количества верхнего железа для восприятия отрицательных моментов, то укладываются еще дополнительные стержни.

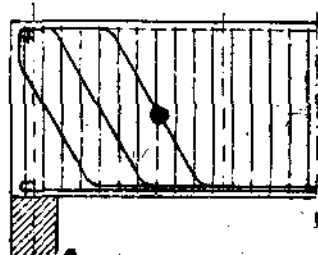
Отгибание стержней производится приблизительно по направлению главных косых растягивающих напряжений под углом в 45° , причем наклонные части стержней распределяются согласно расчету.

При недостатке отогнутых стержней, связанных с общей арматурой балки, устанавливаются отдельные косые стержни с закреплением концов их в сжатой зоне. Применение отдельных стержней с оставлением хотя бы одного конца в растянутой зоне не рекомендуется в виду ненадежности их действия (черт. 138).

В случае длинных и низких балок рекомендуется делать внутренние отгибы положе 45° (до 1:2), дабы ими захватывалась большая площадь ребра (черт. 146); более пологим косым стержням отвечают и более крутые направления возможных трещин с приближением к середине балки (стр. 44 — 45).



Черт. 146.



Черт. 147.

Наоборот при очень высоких балках (черт. 147) допускается больший уклон косых стержней, до 60° (2:1). По своей работе круто направленные стержни приближаются к работе хомутов.

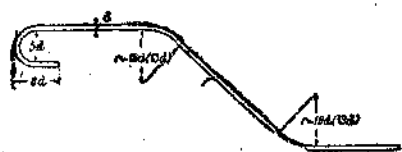
Теоретически следовало бы отгибы стержней делать симметрично по отношению к плоскости действия сил балки, но это было бы возможно лишь при отгибе всегда по паре стержней кроме ближайшего к оси балки, который может состоять из одного стержня. Но, как показали опыты, представляется вполне достаточным, чтобы отгибы стержней по отношению к плоскости действия сил производились поочередно — то с одной, то с другой стороны ее.

При переводе стержней от нижней грани к верхней под углом 45° необходимо отгибать их по дуге круга (черт. 148) радиусом не менее

* О их значении см. стр. 44 — 45.

10d* (по указанию проф. Мерша этот радиус должен быть не менее 13d) во избежание выкрошивания (раздавливания) бетона под давлением стержня в месте перегиба. При выгибании железа в холодном состоянии достаточный радиус получается, обыкновенно, сам собою.

Концы стержней должны быть загнуты по полукругу (черт. 148) диаметром, равным пятикратной ** толщине отгибаемого стержня („крюк Консидера“), или должны быть приняты другие действительные меры против скольжения железа в бетоне, например, анкера из кусков стержней. Для лучшего закрепления стержней рекомендуется также, где это позволяет конструкция, заводить концы в сжатую зону бетона.

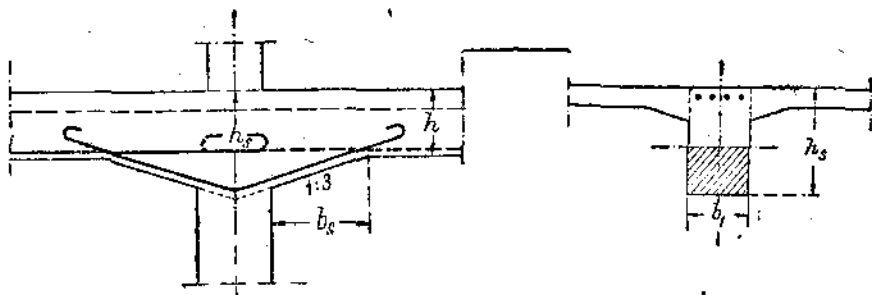


Черт. 148.

Концы стержней должны, по возможности, заходить в соседний пролет.

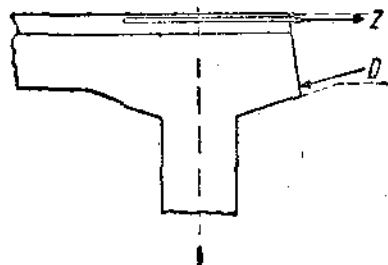
Стержни арматуры, работающие исключительно на сжатие, обычно снабжаются прямыми крюками.

Хомуты располагаются по всей длине балки, причем нередко их сближают к опорам, соответственно с увеличением косых растягивающих напряжений ***.



Черт. 149.

Над опорой (в месте сопряжения ребра с главной балкой, а последней с колонной) плита перекрытия, как находящаяся в растянутой зоне тавровой балки, не принимает участия на сжатие, и работает только прямоугольное сечение с шириною, равную ширине балки (черт. 149). Так как отрицательные моменты над опорами значительны и сжатой зоны этого сечения недостаточно, то у опор делаются вуты, увеличивая таким образом высоту балки от h до h_s . Эта мера также понижает и скалывающие напряжения, на уменьшение которых, кроме того, влияет и косое направление сжимающих напряжений в нижней части вут, уравнивающих часть поперечной силы (черт. 150).



Черт. 150.

По старым Германским нормам 1916 г. за действительную высоту балки над опорой (черт. 149) принимается величина h_s , отсекаемая на оси опоры продолжением скоса нижней грани балки, с уклоном в 1:3; при этом начало утолщения (расстояние b_s) выбирается так, чтобы сечение с нулевым моментом оставалось за пределом изменения высоты балки.

* По Вр. нормам 1926 г., § 62; то же по новому проекту норм.

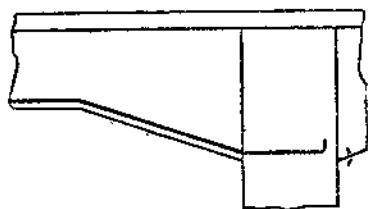
По Германским нормам 1925 г., радиус закругления в свету должен быть 10 — 15d.

** По Вр. нормам этот диаметр должен быть не менее 4d и с прямым участком вместе с заглубом длиной в 5d. По Вр. нормам НКПС диаметр заглуба не менее 3d. По Германским нормам и по проекту новых норм комСТО — не менее 2.5d.

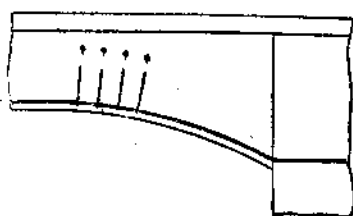
*** Вопрос о распределении отогнутых стержней и хомутов вдоль балки будет подробно рассмотрен при изложении способов их расчета.

Вр, нормы НКПС 1926 г. относительно устройства вут у плит и ребер, между прочим, в § 58 указывают следующее: „Утолщения эти * должны начинаться на расстоянии от оси ребра или стойки не менее $\frac{1}{10}$ пролета плиты или балки и ограничиваются уклоном в $\frac{1}{2}^\circ$ “.

По эстетическим соображениям вутам иногда придается также и криволинейное очертание.



Черт. 151.

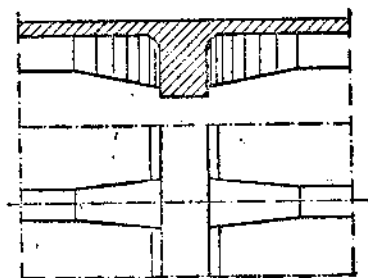


Черт. 152.

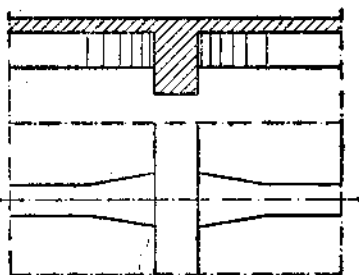
При устройстве вут следует заботиться о хорошей связи их с сопрягаемыми балками и опорами. С этой целью в нижней сжатой зоне укладывают особые стержни, которые усиливают их и против сжимающих напряжений, позволяя делать вуты меньшей высоты **. Не рекомендуется армировать вуты продолжением нижних прямых стержней (черт. 138 и 151), особенно, если начало вут приходится в области положительных моментов, так как в таких случаях может происходить выламывание прикрывающего слоя бетона во входящем углу. При постепенном же закруглении вут, наоборот, выгодно армировать их продолжением основной арматуры; в области же положительных моментов криволинейная арматура притягивается хомутами, расположенными по радиусам (черт. 152).

В местах пересечения ребер с главными балками необходимо следить за тем, чтобы нижние сжатые стержни второстепенных балок лежали над продольной арматурой главных балок (черт. 138).

В тех редких случаях, когда по производственно-техническим или каким-либо другим основаниям не допускаются высокие вуты, могут быть устроены уширения ребер, как показано на черт. 153 и 154. В этом случае вуты у плиты могут идти параллельно уширению балки или же, не меняя своего основного направления, уменьшаться соответственно в ширине.



Черт. 153.



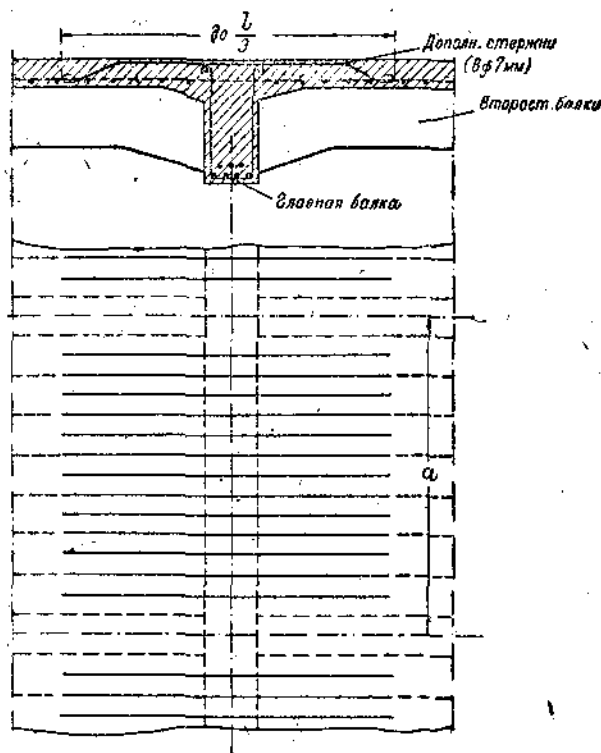
Черт. 154.

При ребристом перекрытии с главными и второстепенными балками плита, опираясь на последние, изгибается в плоскости, параллельной главным балкам, и одновременно изгибается в той же плоскости и как сжатая часть главной балки. Такая двойная работа не отражается вредно на плите, и последняя участвует в работе балки, если только примыкающие части плиты прочно связаны с ребром.

* Т. е. вуты.

** Для уменьшения высоты вут может найти применение спиральная арматура. С этой же целью Германские нормы и новый проект норм комСТО рекомендуют при расчете прямоугольных сечений балок в местах с отрицательным моментом принимать более высокие напряжения бетона.

Для этой цели Германские нормы предписывают укладывать сверху перпендикулярно к оси главных балок и, следовательно, параллельно распределительным стержням плит особые дополнительные стержни (черт. 155), в количестве не менее 8 на 1 м, диаметром 7 мм.



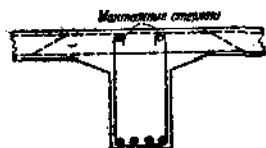
Черт. 155.

По Вр. нормам — не менее 8 дополнительных стержней, диаметром 6 мм.

Длина этих стержней делается на расчетную ширину b , не свыше $\frac{l}{3}$, где l — пролет главной балки.

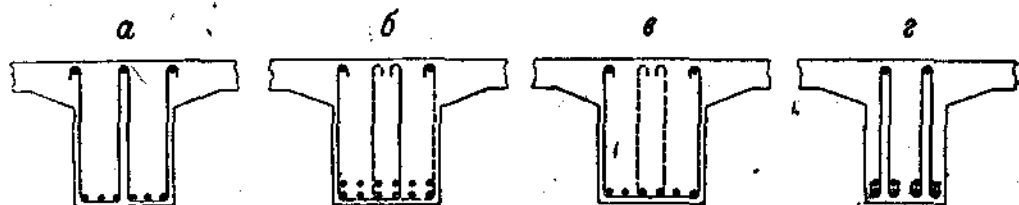
Хомуты (подвески) в ребрах делаются из круглого железа, диаметром 6—8 мм (крайние пределы — от 4 до 12 мм); полосовое железо применяется, но редко, в виду его худшего сцепления с бетоном.

В тавровых балках всегда следует располагать хомуты, т. е. и тогда, когда, они по расчету не нужны; этим обеспечи-



Черт. 156.

вается лучшая связь между плитой и балкой, что важно для совместной работы сжатой и растянутой зоны. Следует заметить еще, что хомуты только тогда хорошо выполняют свое назначение, если они плотно прилегают к продольным стержням и достаточно высоко проходят в сжатую зону.



Черт. 157.

Затем, они способствуют сохранению расстояния между рабочими стержнями и их расположению по высоте; с рабочими стержнями они связываются тонкой проволокой.

При малых размерах балок применяются простые в две ветви (двухсрезные) хомуты, охватывающие снизу сразу все стержни * (черт. 156).

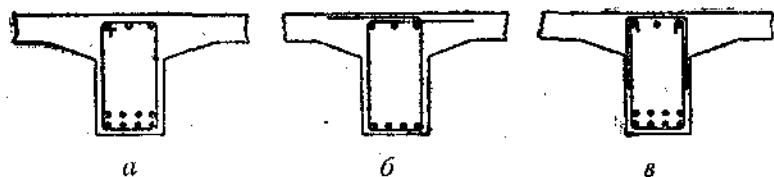
При большой ширине балок более целесообразными являются хомуты с несколькими ветвями, например, четырехсрезные (черт. 157); они дают рабочим стержням более определенное положение и не изменяют своей

* По проекту новых норм каждый хомут может охватывать не более 5 стержней арматуры, работающей на растяжение, и не более 3 сжатых стержней в одном ряду.

формы при бетонировании. Четырехсрезные хомуты из одного прута (а) неудобны для гнутья и, кроме того, недостаточно жестки в поперечном направлении в нижней части; лучше выполнять их из двойных простых хомутов (б, в). При хомутах (в) достигается вполне неизменяемое положение рабочих стержней.

Так как хомуты работают на растяжение, то верхние концы их снабжаются крюками, лучше всего полукруглыми.

Для правильной установки хомутов, а также и самих рабочих стержней, параллельно последним, вблизи верхней поверхности балки, располагают особые вспомогательные стержни, называемые также „монтажными“, на которые хомуты накладываются крюками и прикрепляются к ним вязальной проволокой.



Черт. 158.)

Для монтажных стержней, если они не входят в расчет, берется железо диаметром от 8 до 12 мм (15 мм), в зависимости от размеров балки. В то же время монтажные стержни в ребрах служат для удержания на требуемой высоте отогнутых стержней плиты (черт. 156), а в прогонах—дополнительных стержней (черт. 155). Они имеют также значение и для предохранения конструкции от образования трещин вследствие усадки, перемен температуры и других воздействий.

В случае балок с двойной арматурой хомуты служат также и для противодействия выпучиванию сжатой арматуры от продольного изгиба и устраиваются, как показано на черт. 158.

По черт. 158, а и б, верхние концы хомутов накладываются на уложенное верхнее железо, причем они или загибаются за крайние стержни или продолжают в плиту.

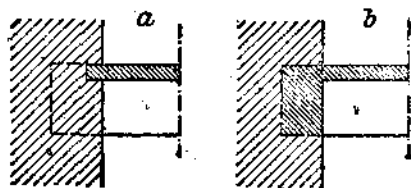
Иногда применяют обратные хомуты (черт. 158, в), накладываемые на сжатую арматуру.

Монтажные стержни при двойной арматуре могут быть введены в расчет как железо сжатой зоны, причем они могут быть и большего сечения, чем указано выше.

Как показали опыты, при изгибе балок первые трещины появляются, преимущественно, в местах расположения хомутов. Поэтому при установке хомутов необходимо обращать особенное внимание на хорошее покрытие хомутов бетоном.

По Вр. нормам 1926 г. * расстояние от хомутов до наружной поверхности бетона должно быть не менее 10 мм в чистоте. По Германским нормам это расстояние установлено в 1,5 см, а для сооружений под открытым небом—в 2 см.

Опорные части балок конструируются обыкновенно, как показано на черт. 159 а: балка входит в кладку, на которую опирается также и плита, в промежутке между балками. В некоторых случаях, однако, рекомендуется устройство опор, согласно чертежа 159 б, т. е. балка и плита заканчиваются особым опорным прогоном неразрезной конструкции.

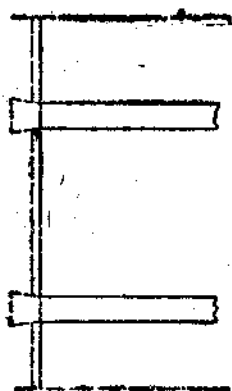


Черт. 159.

* То же и по проекту новых норм.

Вути у балок вблизи опорных стен делаются только из эстетических соображений, так как здесь, обыкновенно, появляются только незначительные моменты закрепления.

Расширения балок, делаемые иногда в этих стенах (черт. 160), служат для получения большей опорной площади давления, и, кроме того, эта мера обеспечивает лучшее скрепление наружных стен с перекрытием.

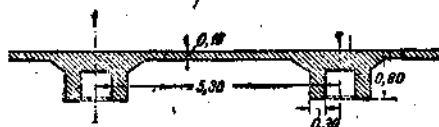


Черт. 160.

Если при особенно больших пролетах или сильно нагруженных балках желательнее сэкономить в материале и строительной высоте, то могут найти применение двойные балки (черт. 161).

Они могут располагаться, например, над оконными простенками и тем самым дать сбережение в тех балках, которые иначе пришлось бы уложить над окнами.

Чтобы двойные балки снаружи производили впечатление одного целого, можно применить подшивку



Черт. 161.

Рабица, которая в то же время придает жесткость в поперечном направлении.

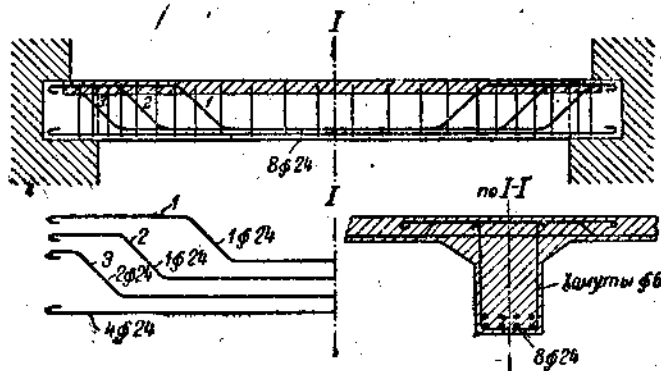
Черт. 162 представляет конструкцию балки на двух опорах.

Часть продольных стержней, подходя к опорам, отгибается под углом в 45° вверх, причем расстояния между косыми частями отгибаемых стержней уменьшаются с приближением к опоре, согласно с увеличением косых растягивающих напряжений.

На этом же основании сближаются к опорам и хомуты.

Затем число постепенно отгибаемых стержней согласуется и с кривой моментов, т. е. отгибаются стержни, которые больше не нужны для восприятия растягивающих напряжений при изгибе.

Хотя при расчете балка считается свободно лежащей на стенах, но, учитывая возможность зацепления на опорах, отогнутые стержни (частично) доводят до конца и закрепляют крюками.



Черт. 162.

Арматура для ясности вынесена и расположена отдельно по стержням.

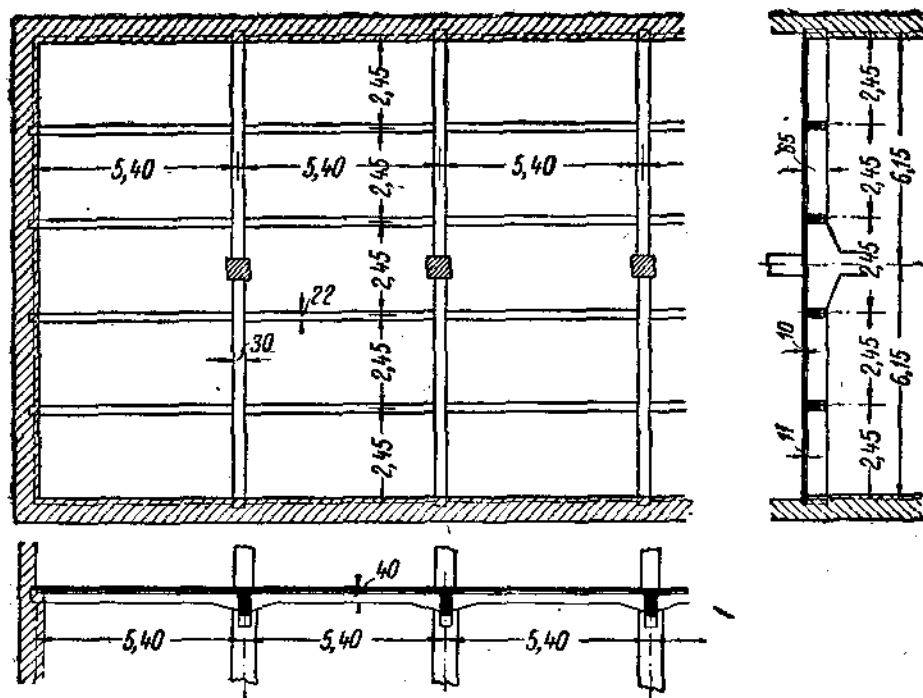
Примеры неразрезных балок и плит. На черт. 164—167 представлены примеры неразрезных конструкций второстепенной балки (с вутами и без вут), главной балки и плиты, относящиеся к одному и тому же перекрытию (черт. 163).

Отметим особенности этих конструкций.

Во второстепенной балке с вутами (черт. 164), вследствие малой высоты ребра (30 см), получились большие скалывающие напряжения, потребовавшие соответственно и большего числа отогнутых стержней. При переводе верхних горизонтальных частей всех этих стержней с двух пролетов над промежуточной опорой получился бы избыток железа против требуемого по расчету, а потому ближайшие к середине пролетов отогнутые стержни протянуты поверху лишь настолько, насколько это необходимо для закрепления их в бетоне.

В среднем пролете неразрезной балки, где нижнего железа по расчету получается меньше, чем в крайнем пролете, а скалывающие напряжения имеют почти ту же величину, ближайший к опоре косой стержень (при необходимости и несколько) образован из стержня, отогнутого в крайнем пролете; конец его закреплен в сжатом бетоне вуты. Такой отгиб, разумеется, делается в том случае, когда в средних пролетах недостает для отгиба нижнего растянутого железа, от которого должно оставаться, по крайней мере, два прямых стержня, продолжаемых дальше, за опору.

Буты армированы двумя сжатыми стержнями $\varnothing 18$ мм, которые в то же время являются и монтажными стержнями для поддержки хомутов снизу. Хомуты на протяжении вут установлены так, что они обра-



Черт. 163.

зуют равные углы с верхними и нижними стержнями, хотя также возможно и вертикальное положение хомутов. Над опорами, где отрицательные моменты больше положительных, концы хомутов должны охватывать все верхние растянутые стержни (черт. 158).

Верхние монтажные стержни здесь проложены насквозь. Но нередко у опор их роль выполняют верхние участки отогнутых стержней, и тогда монтажные стержни прокладывают только в пролете, связывая их с указанными горизонтальными участками.

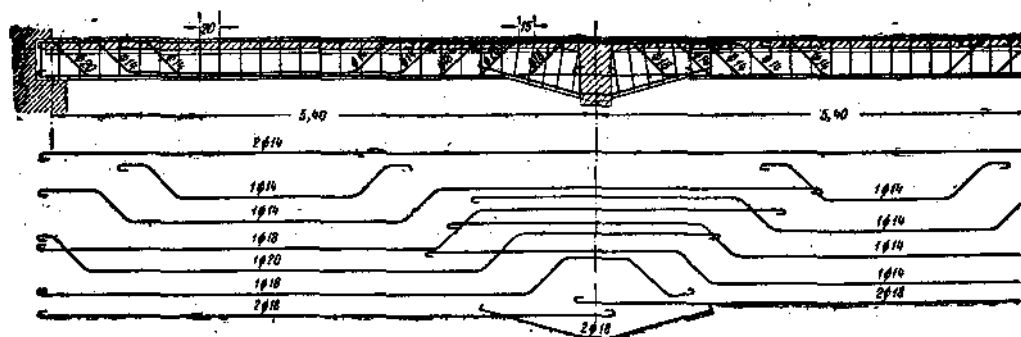
Неразрезные балки иногда устраиваются без вут, сохраняя на всей длине постоянную высоту.*

На черт. 165 показана такая второстепенная балка для того же перекрытия, что и предыдущая. Так как растянутого железа для восприятия положительных моментов здесь получается меньше и его недостает для отгиба требуемого количества косых стержней (оставляя два прямых стержня понизу), то первые косые стержни у промежуточной опоры образуют установкой особых дополнительных стержней.**

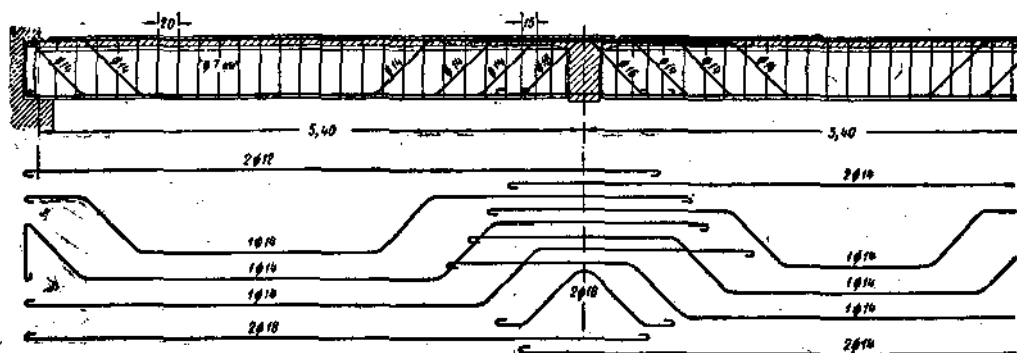
* Такая форма особенно часто применяется при высоких, стенообразных балках (например, в силосных зданиях).

** По-немецки „Schubeisen“.

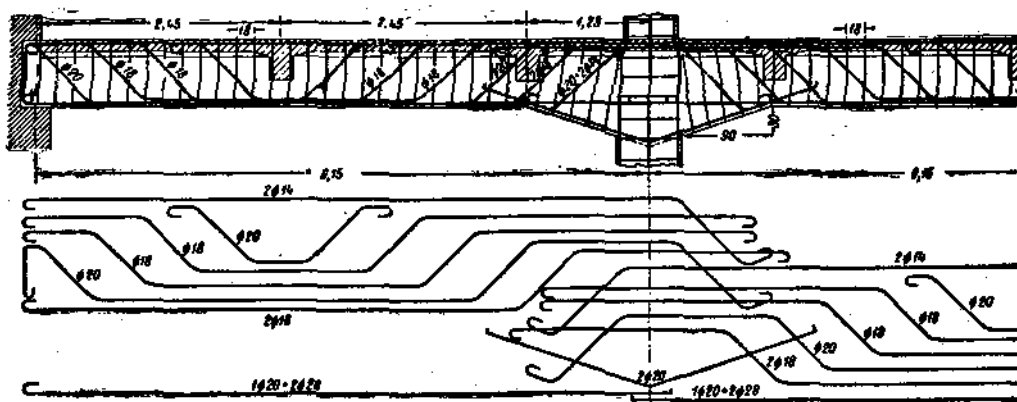
Растянутая арматура над промежуточной опорой, где отрицательные моменты значительны, составлена из горизонтальных частей, подведенных с двух сторон отогнутых стержней, и двух монтажных стержней. Заметим, что чем больше растянутого железа вверху, тем меньше требуется сжатых стержней внизу для уменьшения сжимающих напряжений, которые в этих местах достигают значительной величины.



Черт. 164.



Черт. 165.



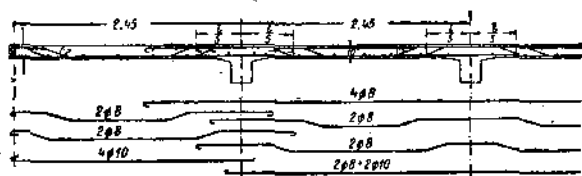
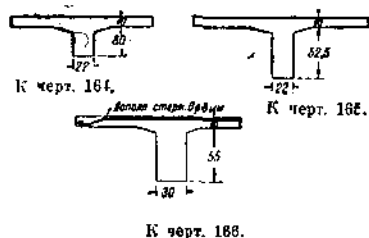
Черт. 166.

Сжатая арматура внизу получается сама собою, переводя за опору на некоторую длину концы прямых стержней, обычно стыкаемых над опорой. Эти сжатые стержни против выпучивания обеспечиваются хомутами, поставленными сравнительно часто, что полезно здесь и против увеличивающихся к опоре скалывающих напряжений.

Главная балка (черт. 166) с двумя пролетами по 8,15 м; на нее полезная нагрузка, а также и собственный вес перекрытия, за исклю-

чением веса самой главной балки, передаются в виде сосредоточенных грузов в 4-х пунктах через посредство второстепенных балок. Впрочем, можно считать, что часть полезной нагрузки с плиты в виде узкой полосы (при наличии дополнительных стержней над балкой в плите) передается непосредственно на главную балку.

Благодаря сосредоточенной передаче нагрузки через второстепенные балки и незначительному влиянию собственного веса, здесь скалывающие напряжения получаются приблизительно одинаковыми в каждом из участков балки между точками приложения грузов, имея наибольшую величину у промежуточной опоры. Сообразно с этим распределены вдоль балки и отогнутые стержни, причем вследствие перемены знака перерезывающей силы непосредственно у первой от стены второстепенной



Черт. 167.

балки, от этого места отгибы стержней идут в противоположные стороны, причем первые два косых стержня образованы особым дополнительным стержнем, горизонтальный участок которого не принимается в расчет для восприятия положительных моментов.

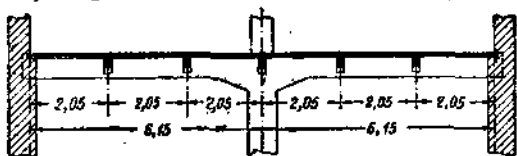
Влияющие на опоре косые стержни здесь также образованы из стержней соседних пролетов. Часто предпочитают эти косые стержни получать постановкой дополнительных стержней (Schubeisen), концы которых закрепляются у края сжатой зоны вут, а не на уровне нижних прямых стержней.

Хомуты расположены по всей длине балки на равных расстояниях.

Высота главной балки (прогона), принимающей на себя второстепенные неразрезные балки, зависит, как это видно из черт. 164—166, от высоты опорных частей этих балок, что необходимо иметь в виду при подборе сечения.

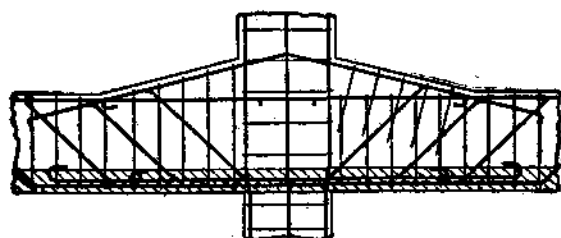
На черт. 167 показана относящаяся к перекрытию пятипролетная неразрезная плита с рациональным, простым соотношением количества отогнутых и прямых стержней 2:2:4 на 1 м ширины плиты. Для согласованной укладки стержней в соседних — крайнем и среднем пролетах, в последнем несмотря на меньшую площадь сечения железа, сохранено то же количество стержней, что и в крайнем пролете, но половина их взята меньшего диаметра.

В рассмотренном примере по черт. 163 показано рациональное расположение второстепенных балок по обе стороны промежуточных колонн, но нередко находит применение и расположение этих балок над самими колоннами (черт. 168). Последнее расположение балок в некоторых случаях может оказаться даже выгодным, получая с уменьшением пролета и меньшую толщину плиты, но оно представляет тот недостаток, что над колоннами перекрещиваются верхние стержни второстепенных балок с таковыми же стержнями главной балки, что затрудняет как сборку арматуры (монтаж), так и бетонирование. Кроме того такое расположение мешает пропуску у колонны труб, вентиляционных каналов и пр.



Черт. 168.

Вместо показанных на черт. 164 и 166. на протяжении вут косых хомутов, образующих равные углы с верхними и нижними стержнями, могут быть применены хомуты двух родов (черт. 169, слева): верхние, охватывающие снизу по крайней мере два прямых стержня, проходящих через опоры, и нижние, устанавливаемые перпендикулярно к сжатым стержням для лучшего обеспечения последних от выпучивания.



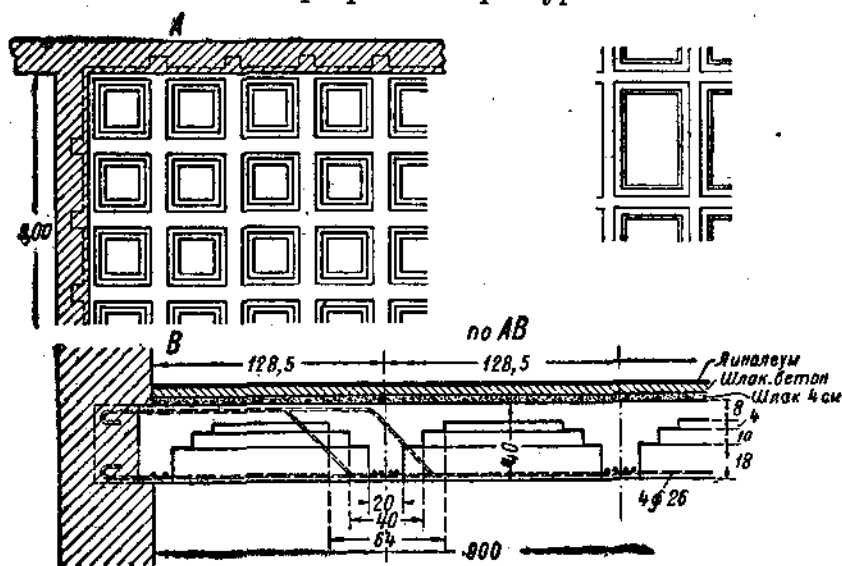
Черт. 169.

Находят применение также и просто вертикальные хомуты (черт. 169, справа).

Заметим еще, что внутри опор нет необходимости в балочных хомутах, но там должны быть по всей высоте балки хомуты колонн или их спиральная арматура.

4. Кассетные (кессонные) потолки.

По архитектурным соображениям нередко находят применение (для зал, вестибюлей и пр.) так называемые „кассетные“ или „кессонные“ потолки, образуемые разделением перекрытия на квадратные или прямоугольные поля с видимыми балками; плиты здесь опираются всеми четырьмя сторонами и снабжаются перекрестной арматурой.



Черт. 170.

Кассетные потолки могут устраиваться или прямо на месте, или же сначала изготавливаются вблизи постройки кассетные доски, которые затем, по затвердении, укрепляются на своих местах тем или другим способом. На черт. 170 приведен пример устройства кассетного потолка* на месте, с помощью полной опалубки. Перекрытие это состоит из крестообразно пересекающихся ребер, с заполнением между ними квадратными (также и прямоугольными) плитами, вооруженными перекрестной арматурой.

При расчете балок, при квадратном плане помещения, принималось, что полная нагрузка, приходящаяся на плиту, распределяется поровну

* В здании Бисмарковского реального училища в Штеттине.

между двумя системами взаимно-перпендикулярных балок. Все перекрытие рассматривалось как свободно-лежащее по всем четырем сторонам.

Для уменьшения звукопроводности перекрытия, последнее (разрез по А—В, черт. 170) имеет сверху последовательно слой шлака и шлакового бетона, толщиной по 4 см каждый; по шлаковому бетону оделана цементная смазка и настлан линолеум.

При сколько-нибудь богатой архитектуре устройство кассетных потолков по этому способу представляется невыгодным, вследствие сложной и дорогой опалубки.

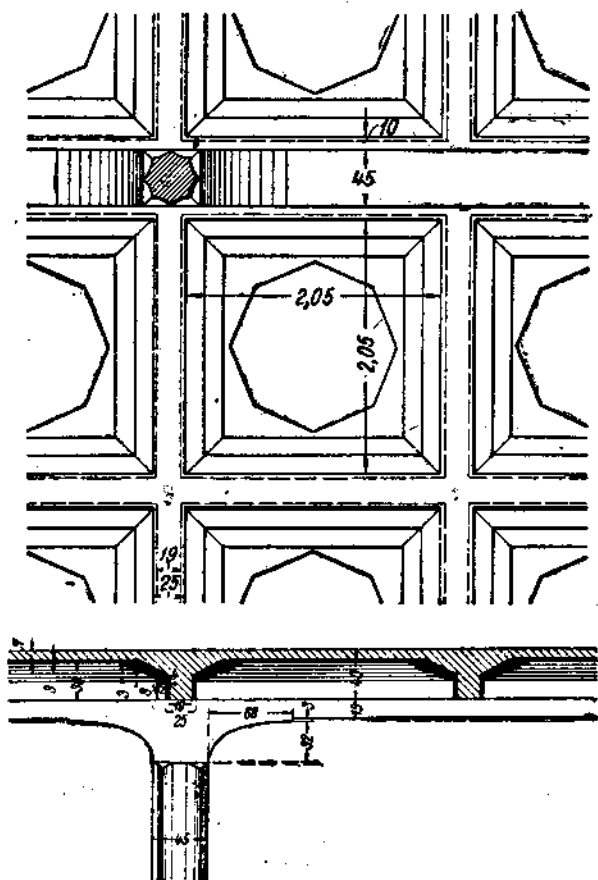
В таких случаях заслуживает внимания, по своей практичности и экономичности, способ, примененный при постройке Этнографического музея в Гамбурге (черт. 171).

Здесь, в непосредственной близости от постройки, изготовлялись железобетонные кассетные плиты, которые с нижней стороны имели желаемую архитектурную обработку, а с верхней—требуемую конструкторской формой для образования вут перекрытия. Эти кассетные плиты, толщиной в средней, плоской части в 3 см, были армированы сеткой из 6 мм круглого железа, с размерами клеток в 10 см. Изготавливались они в деревянных формах, которые изнутри были обиты белой жстью; четырех таких форм было совершенно достаточно для изготовления 225 кассетных плит. После достаточного отвердения кассетные плиты укладывались на остов подмостей, образуя собою достаточно прочную и жесткую опалубку для устройства несущего железобетонного перекрытия. Для увеличения связи между затвердевшим бетоном кассетных плит и свежеприготовленным бетоном боковые стенки кассетных плит делались со слабым наклоном внутрь балок. Оштукатурка потребовалась только в местах наружных сопряжений кассетных плит с железобетонными балками, а также в местах тех незначительных повреждений, которые были причинены при доставке их к месту укладки.

При еще более сложной художественной отделке, кассетные доски рекомендуется изготовлять в гипсовых формах и затем уже в совершенно готовом виде укреплять их соответственным образом между набитыми несущими ребрами.

§ 29. Ребристые перекрытия с особой арматурой (унитарной).

Ниже приводится применение для ребристых перекрытий особых типов арматуры, облегчающих производство работ и давших на практике хорошие результаты.



Черт. 171.

1. Перекрытие с арматурой Кана (Kahn).

Из американских типов фасонных стержней, в Европе нашло применение железо Кана (названное по имени изобретателя инж. Кана) для армирования различных железобетонных конструкций, как-то: междуэтажных перекрытий, крыш, фундаментов, силосов, мостов, а также и для железобетонных конструкций.

Разновидности поперечного сечения этой арматуры таковы (черт. 172):



Черт. 172.



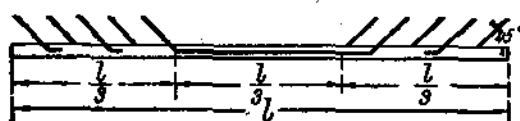
Черт. 173.

Путем надреза в соответствующих местах боковых полок и изгиба их под углом в 45° , образуются наклонные части (черт. 173 и 5*, стр. 15), которые заменяют собою отогнутые стержни и хомуты обыкновенного армирования.

Преимущество арматуры Кана заключается в том, что продольные и наклонные стержни органически связаны между собою. Сравнительные испытания показали, что железобетонные балки с арматурой Кана обладали сопротивлением на 30—35% большим, чем балки с круглым железом и свободными хомутами.

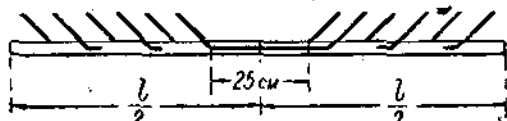
Для армирования плит применяется по большей части профиль А, у которого длина отогнутых полок делается от 10 до 20 см.

При ребристой конструкции, хомуты и отогнутые стержни не доходят до верхней поверхности балки только на 2—3 см, поэтому для удовлетворения этому требованию и имея в виду различную высоту ребер, профили от I до IV изготовляются с хомутами 6 длин, разнящихся на 15 см, а именно: 15, 30, 45, 60, 75 и 90 см. Отгибание полок делается на прокатном заводе согласно требованиям проекта сооружения.



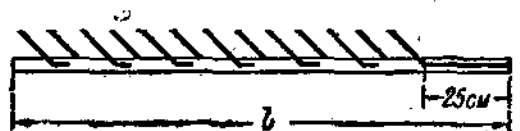
„Нормальный“ ($1/3 - 1/3$).

Черт. 174.



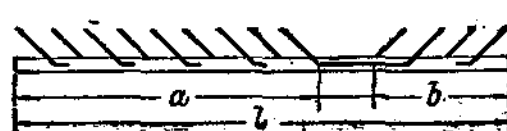
„Центральный“.

Черт. 175.



„Односторонний“.

Черт. 176.



„Специальный“.

Черт. 177.

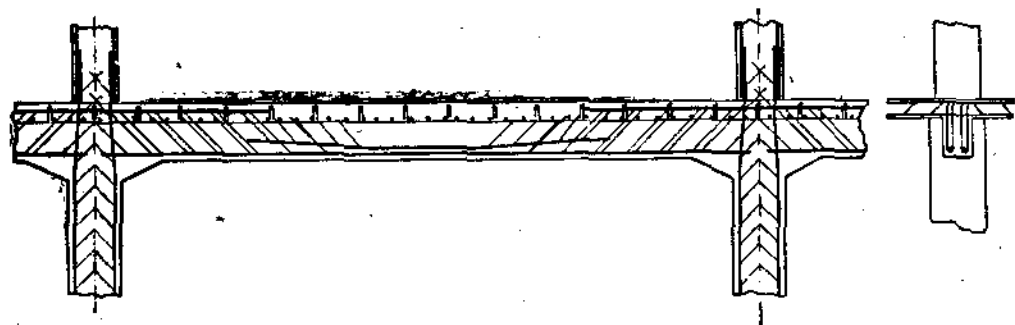
В Германии железо Кана прокатывается длиной до 25 м, при весе пог. метра от 0,65 до 10 кг; допускаемое напряжение на растяжение—до 1200 кг/см^2 , при сопротивлении разрыву $4500 - 5000 \text{ кг/см}^2$; проверки на сцепление железа с бетоном не требуется.

Железо Кана изготовлялось также и в дореволюционной России. Так как в зависимости от рода и положения нагрузки должно изменяться расположение отогнутых стержней и хомутов, то при арматуре Кана это достигается тем, что стержни приготавливаются на заводе нескольких типов, а именно: „нормальный“ (черт. 174) и „центральный“ (черт. 175), с симметричным расположением отогнутых частей, причем в средней трети

* На черт. 5 заштрихованные части представляют плоскости надрезов.

или только на длине в 25 см стержень остается полного профиля, без отгиба полок; „односторонний“ (черт. 176), с отгибанием полок в одном направлении на большей части длины стержня, и „специальный“ (черт. 177) стержень, с двусторонним отгибанием полок на неодинаковом протяжении.

Таким образом арматура Кана доставляется с завода на место постройки в совершенно готовом для укладки виде, точно соответствующая проекту по размерам и числу отогнутых частей.



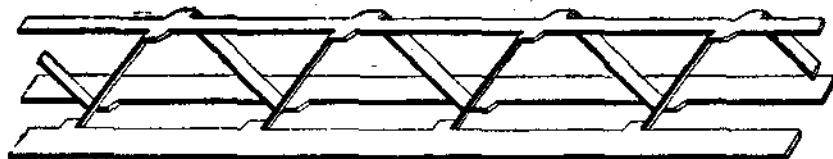
Черт. 178.

На черт. 178 приведен пример неразрезного ребристого перекрытия, армированного железом Кана.

Над опорами для верхней арматуры стержни уложены с повернутыми вниз отогнутыми частями. По нижней же грани ребра до опор должны быть проложены сквозные стержни в $\frac{1}{4}$ площади поперечного сечения главной арматуры (необходимой для восприятия максимального момента) или, по крайней мере, 1 стержень.

2. Перекрытие с цельно-решетчатыми балками.

Сравнительно новой унитарной арматурой для ребристых конструкций являются цельно-решетчатые балки, изготовляемые из одной полосы железа. Они прессуются машинным способом из полосового железа по зигзагообразным надрезам, в форме решетки. Нижний пояс состоит из двух параллельных полос, а верхний — из одной; верхний пояс соединяется (без заклепок и болтов) с нижним помощью раскосов, направленных в противоположные стороны и наклоненных к обеим полосам под углом в 45° (черт. 179).



Черт. 179.

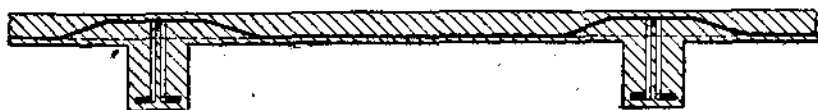
В Германии эти балки изготовляются различных профилей (высотой от 85 до 260 мм) и могут быть получены желаемой длины, так что на месте постройки никакой дополнительной обработки не требуется.

Балки имеют сравнительно небольшой вес, укладка их очень проста и не требует от рабочих особого навыка; кроме того при условии правильно составленного проекта исключаются грубые ошибки.

На черт. 180 представлено перекрытие, ребра которого армированы цельно-решетчатыми балками; эти последние, будучи забетонированными, оказывают сильное сопротивление скольжению, а слабый сжатый пояс их приобретает надлежащее сопротивление продольному изгибу; раскосы увеличивают сопротивление скалыванию в ребрах.

При неразрезных балках над опорами, где возникают отрицательные моменты, решетчатые балки могут быть уложены перевернутыми, так что сильный двойной пояс будет воспринимать растягивающие напряжения.

Цельно-решетчатые балки могут быть также применены и для устройства кассетных перекрытий, причем здесь балки несколько меньшей высоты пропускаются через балки большей высоты без нарушения цельности друг у друга.



Черт. 180.

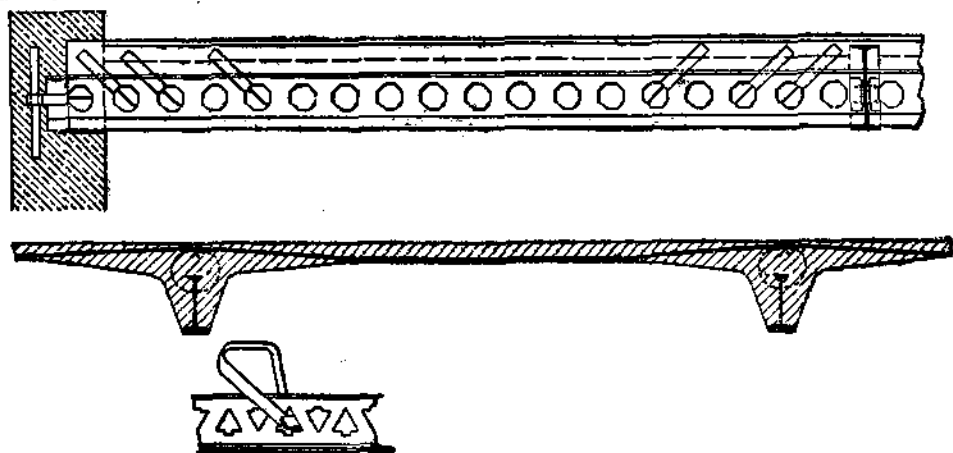
Благодаря решетчатой форме, балки сами по себе уже обладают некоторой грузоподъемностью, что позволяет при устройстве опалубки ограничиться минимальным количеством необходимых подпорок.

Балки эти в качестве арматуры могут находить применение не только для перекрытий, но также и для других конструкций, как, например, для стоек, лестниц, фундаментов и пр.

3. Перекрытие с железом „бульб“ сист. Польмана (Pohlmann).

Эта конструкция является переходной от перекрытий по железным балкам (Кенена) к перекрытиям с армированными балками (Геннебика).

При железных двутавровых балках, в верхней части перекрытия работают сообща с одной стороны верхняя полка, с другой сжатый бетон, но не в той мере, как это было бы желательно, почему представляется выгоднее сжатый пояс весь заменить бетоном или, по крайней мере, уменьшить количество железа в сжатой полке.



Черт. 181.

Кроме того, сцепление между железными балками и бетоном ненадежное (бетон разделяется на две части), и стремление последнего отделиться от балки еще увеличивается при изменении объема бетона от усадки и температурных колебаний.

Но при употреблении прокатных балок, как известно, есть возможность подвешивать к ним опалубку, т. е. устраивать ее более просто и дешево.

Чтобы достигнуть большего сцепления с бетоном железных балок и в то же время извлечь представляемые ими выгоды, сделав их воз-

можно экономичными, Польман применяет фасонные балки, так называемое бульбовое железо (бимсы). Наибольшая часть сечения такой балки приходится на долю нижней полки, которая должна воспринимать растягивающие усилия, действующие в балке; ребро железа „бульб“ врезано восьмиугольными или треугольными отверстиями, благодаря которым должна быть достигнута более тесная связь с бетоном (черт. 181).

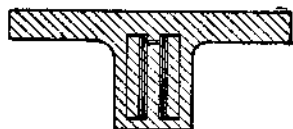
Для соединения железа с бетоном сжатого пояса через эти отверстия продеваются петлеобразно-согнутые хомуты из плоского железа, которые должны заменить собою как хомуты, так и отогнутые стержни ребристой конструкции.

Эти хомуты располагаются преимущественно вблизи опор, где возникают наибольшие касательные напряжения.

Железо „бульб“ укладывается и закрепляется, как и обыкновенные двутавровые балки; перекрытие между ними устраивается так же, как и при двутавровых балках, но в данном случае собственный вес всего перекрытия получается несколько меньше.

В то же время укладка жестких балок „бульб“ дает прочное основание для опалубки, чем облегчается производство работ.

Между прочим это перекрытие устраивается и в сочетании с плитами из пористых пустотелых камней.



Черт. 182.

Вайс для своего перекрытия „Юниор“ применяет железные решетчатые балки (черт. 182), с очень слабым верхним поясом, нижний же пояс имеет то поперечное сечение, которое необходимо для восприятия растягивающих напряжений.

Между этими балками укладываются в готовом виде железобетонные поперечные ребра, составляющие в то же время основание для опалубки плиты, бетонируемой на месте.

§ 30. Расчет ребристых перекрытий.

1. Предварительные сведения.

Расчет ребристых перекрытий складывается из расчета плит и балок таврового сечения, причем последние в местах с отрицательным моментом рассчитываются как балки прямоугольного сечения с одиночной или двойной арматурой. Расчет плит, аналогичный с расчетом балок прямоугольного сечения, был рассмотрен раньше (стр. 62). Что касается расчета тавровых балок, то метод его, по существу, не отличается от расчета плит и простых балок. В основу его кладутся те же допущения и составляются подобные же уравнения равновесия, из которых и выводятся необходимые расчетные формулы.

В противоположность плитам, здесь расчет на скалывающие и косые растягивающие напряжения представляется очень важным как для окончательной проверки поперечного сечения, так и, особенно, для расположения арматуры.

Прежде чем перейти к выводу формул для тавровых балок, приведем вкратце те основные положения и практические данные, а также и те указания „Норм“, которые необходимо иметь в виду при расчете ребристых конструкций.

Важнейший вопрос об участии плиты в восприятии сжимающих напряжений при изгибе тавровой балки был освещен многими опытами Баха как с симметричной, так и несимметричной арматурой. Опыты эти показали, что ширина плиты, участвующей в работе сжатой зоны, прежде всего ограничивается большими скалывающими напряжениями, возникающими при большой ширине в вертикальной и горизонтальной плоскостях сопряжения плиты с ребром; затем ширина эта зависит также от толщины и вооружения плиты, от наличия вут и от ширины ребра.

При несимметричном сечении (крайние балки) не получалось равномерного распределения напряжений, а разрушение бетона в сжатой зоне

происходило в той стороне, где не было плиты, причем нейтральная ось принимала наклонное положение, как показано на черт. 184.

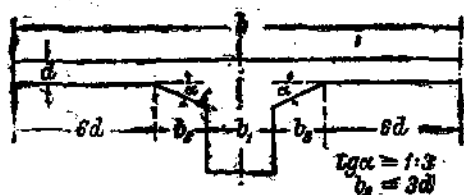
В соответствии с результатами опытов, расчетная ширина плиты у тавровой балки Нормами разных стран ограничивается некоторыми пределами, которые сравнительно незначительно варьируют в различных нормах.

Крайние, несимметричные балки, обыкновенно, также рассчитываются по формулам, выводимым для таврового сечения, предполагая, что прогиб может происходить только в вертикальном направлении, что является справедливым (и обычным случаем) при вполне жестком соединении балки с плитой и с ребрами перпендикулярного к ней направления. Для несимметричного сечения расчетная ширина также ограничивается установленными пределами.

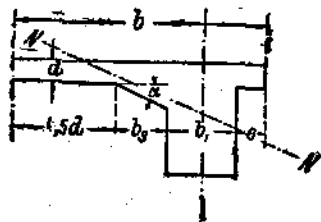
Согласно Вр. нормам 1926 г., § 31: „При расчетах ребристых перекрытий в состав таврового сечения ребра вводятся, при наличии плиты на горизонте сжатого пояса, часть этой плиты, не превышающая с каждой стороны от оси ребра: 1) половины расстояния между осями ребер и 2) $\frac{1}{8}$ расчетного пролета самой ребристой балки“. Кроме того по тем же нормам (§ 58): „Если вводимая в расчет ребристой балки ширина расчетной полки превышает с каждой стороны оси ребра 8-кратную толщину плиты, т. е., когда $b \geq 16d$, обязательна проверка сечений в месте примыкания полки к ребру на касательные напряжения по формуле: *

$$\tau' = \tau_0 \cdot \frac{b_1}{2d} \cdot \frac{b - b_1}{b}.$$

По Вр. нормам НКПС расчетная ширина плиты с каждой стороны от оси балки, кроме двух ограничений, указанных в § 31 предыдущих норм, вообще, не должна превышать $8d$ **, плита же, толщиной меньше $\frac{1}{10}$ полной высоты балки, в расчет не вводится. ***



Черт. 183.



Черт. 184.

По Германским нормам 1925 г. допускаемая ширина сжатой плиты b ставится в зависимость от наличия вут, а именно:

а) для двухсторонней (симметричной) тавровой балки по черт. 183: $b = 12d + b_1 + 2b_2 \leq b_1 + 18d$ и не превышает расстояния между серединами пролетов плиты (B) и половины пролета самой балки ($\frac{l}{2}$);

б) для односторонней (бортовой) тавровой балки по черт. 184: $b = 4,5d + b_1 + b_2 + e$, а при $e = 0$: $b = 4,5d + b_1 + b_2$ и не превышает половины расстояния между ребрами в свету $+\frac{b_1}{2}$ и четверти пролета балки $\frac{l}{4}$. ****

Утолщения плиты (вуты), вводимые в расчет, должны быть с уклоном не более 1:3, а ширина их b_2 — не больше $3d$. Если вут нет, то b_2 приравнивается 0. *****

* Вывод этой формулы приведен ниже в статье „Расчет на сдвигающие и косые растягивающие напряжения“.

** В гражданских зданиях ширина плиты $b = 16d$ получается вообще наименьшей. При различной толщине плиты d в соседних пролетах принимается средняя.

*** Проект новых норм учитывает влияние вут, а именно: при наличии вут с уклоном не более 1:3 сечение рассчитывается как тавровое, если толщина полки в месте примыкания к ребру составляет не менее $\frac{1}{10}$ высоты балки.

**** По Американским нормам 1924 г. действующая ширина полки (с каждой стороны) равна $\frac{1}{2}$ или $\leq 8d$ или $\frac{1}{8}B$; для односторонней балки — $\frac{1}{10}$ или $8d$.

***** В железобетонных перекрытиях с железобетонными балками расчетная ширина сжатой зоны простирается не далее, чем сплошной бетон (черт. 121).

Наименьшая толщина плиты d определяется в самом начале расчетом на изгиб по данной нагрузке и выбранному расстоянию между ребрами, для чего могут служить формулы (13) и (14) и таблица II.

По приказу ВСНХ СССР от 29/х 1928 г. за № 84 возможная наименьшая толщина плит устанавливается: для производственных помещений 8 см, для междуэтажных перекрытий в обслуживающих и жилых помещениях 7 см и для крыш—6 см.

В опорном сечении высота (для расчета) неразрезной плиты считается по оси балки от верхней поверхности плиты до пересечения продолжения вуты с осью балки, причем расчетный наклон вут должен быть не круче $1/3$. В плитах без вут высота опорного сечения берется равной

$$d + \frac{b_1}{8},$$

где d —толщина плиты в пролете и b_1 —ширина ребра.

По Германским нормам 1925 г., полезная высота h_1 неразрезных или закрепленных плит должна составлять, по крайней мере, $1/30$ наибольшего расстояния между точками нулевых моментов; в случае же, если это расстояние между нулевыми точками не определено, можно принять его в $1/6$ пролета*.

Высота балки h составляет, примерно, для свободно-лежащих $1/10 - 1/4 l$ в зависимости от величины полезной нагрузки и для неразрезных— $1/14 - 1/18 l$.

По Германским нормам: полезная высота h_1 балки, т. е. расстояние крайнего сжатого волокна бетона от центра тяжести арматуры, должна равняться, по крайней мере, $1/20$ пролета балки. При этом не делается никакого различия между свободно-лежащей и неразрезной балкой.

Что касается ширины ребра b_1 , то для предварительных расчетов ее можно принимать равной от $1/2 h$ до $1/3 h$. Вообще же она зависит от величины скалывающих напряжений, и, главным образом, от количества и размеров стержней, которые по ширине ребра могут быть уложены в один или два ряда.

Арматура должна распределяться, по возможности, равномерно по ширине ребра и таким образом, чтобы между параллельными стержнями оставались достаточные зазоры для всестороннего обволакивания их бетоном (черт. 185).

По „Нормам“ расстояние в свету между стержнями должно быть не менее диаметра самих стержней и, во всяком случае, не менее 25 мм.

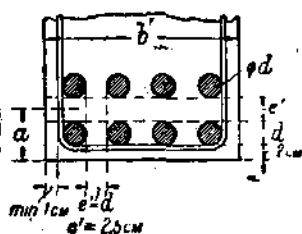
Затем должны быть выдержаны требуемые расстояния от стержней до внешних граней балки (защитный слой) в 2 см. ** Этот слой утолщается на 1 см в случае возможного воздействия на бетон вредных факторов — дыма, кислот, сырости и пр., а также и для сооружений, особо опасных в пожарном отношении.

Таким образом, наименьшая ширина балки b_1 при одинаковых стержнях диаметром d до 25 мм, уложенных в один ряд, и при расстоянии между ними в 2,5 см будет в см:

$$b_1 = 2 + 2 + 2,5(m - 1) + md = 4 + 2,5(m - 1) + md. \quad (27)$$

При диаметре же стержней, большем 25 мм:

$$b_1 = 2 + 2 + d(m - 1) + md = 4 + (2m - 1)d. \quad (27')$$



Черт. 185.

* По новому проекту Германских норм 1931 г.: для свободно-лежащих плит $h_1 \geq 1/30 l$ и для неразрезных или закрепленных не $< 1/30$ наибольшего расстояния между нулевыми точками (или $1/6 l$).

** В толщину защитного слоя не входит слой затирки или штукатурки, иногда наносимой по освобождению конструкции от форм.

При арматуре в два слоя из стержней одинакового диаметра и числа в каждом слое расстояние центра тяжести арматуры до нижнего края бетона равно: *

$$a = 2 + d + \frac{2,5}{2}$$

и

$$a = 2 + 1,5d.$$

При арматуре в два слоя из разных стержней точная величина a может быть определена из уравнения статических моментов относительно нижнего края бетона.

Например:

при верхн. ряде из 4 Ø 20 мм . .	12,57 см ²
нижнем ряде из 4 Ø 25	19,64 .

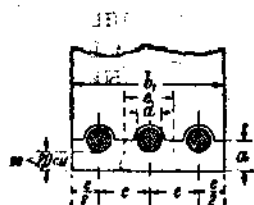
$$F_s = 32,21 \text{ см}^2$$

$$32,21 \cdot a = 12,57 \cdot 8 + 19,64 \cdot 3,25$$

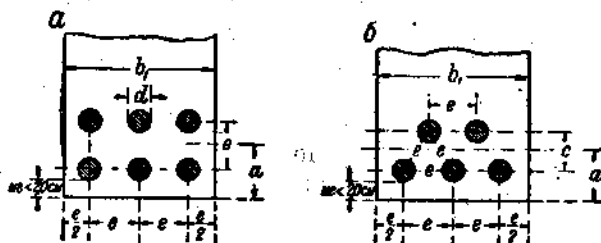
$$a = \frac{165,99}{32,21} \approx 5 \text{ см.}$$

Обычно величину a определяют приближенно с некоторым запасом, учитывая возможное смещение стержней при бетонировании.

Для облегчения быстрого выбора ширины ребра в зависимости от числа и диаметра стержней в приложении XIV приведена таблица, составленная применительно к действующим нормам.



Черт. 186.



Черт. 187.

Наименьшую ширину ребра b_1 можно определить также теоретически, исходя из условия, чтобы напряжение сцепления (τ_1) железа с бетоном равнялось напряжению бетона на скалывание (τ_0) в промежутках между стержнями (черт. 186), т. е.

$$\frac{1}{2} \pi d \tau_1 = (e - d) \tau_0$$

при $\tau_1 = \tau_0$

$$e = d + \frac{\pi d}{2} = 2,57 d \approx 2,5 d.$$

Расстояние от оси крайнего стержня до боковой грани ребра, по тем же соображениям, следует принимать равным $\frac{e}{2} = 1,28d$, и в то же время должно быть выполнено требование, чтобы от наружных волокон арматуры до грани балки оставалось не менее 2,0 см.

Таким образом, при числе стержней в одном ряду n

$$b_1 = 2,5 n d,$$

а расстояние от центра тяжести сечения арматуры до нижней грани $a = 0,5 d + 2,0$ см.

При размещении стержней в 2 ряда (черт. 187а) расстояние между осями рядов

$$e = 2,5d$$

и

$$a = \frac{e}{2} + 0,5d + 2,0 \text{ см} = 1,75d + 2,0 \text{ см.}$$

* Для неизменяемости расстояния между рядами стержней поперек их укладываются обрешки железа надлежащей толщины.

При нечетном числе стержней, когда они располагаются в 2 ряда и в шахматном порядке (черт. 187б):

$$c = e \sin 60^\circ = 0,866e = 0,866 \cdot 2,5d = 2,2d$$

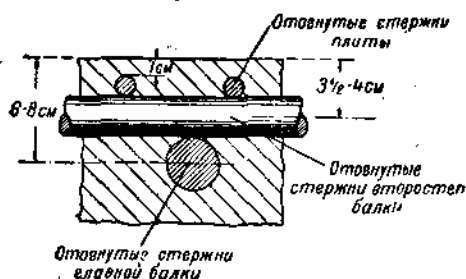
$$a = \frac{e}{2} + 0,5d + 2,0 \text{ см} = 1,6d + 2,0 \text{ см.}$$

Заметим еще, что в местах пересечения второстепенной и главной балок над опорой, в верхней (растянутой) зоне перекрещиваются 3 ряда арматуры: верхние части отогнутых стержней—плиты, второстепенной балки и главной балки (черт. 188).

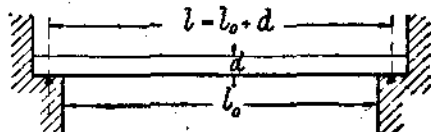
Поэтому при расчете опорных сечений величина a определяется — для второстепенной балки, по крайней мере, в $3\frac{1}{2}$ —4 см, а для главной в 6—8 см.

В обыкновенных случаях, для гражданских зданий ширина ребра достаточна $b_1 = 20$ —25 см (при высоте ребра h в 30—60 см); а при крупных размерах балок и больших нагрузках — от 30 до 40 см.

Относительно определения расчетного пролета плит, который иногда

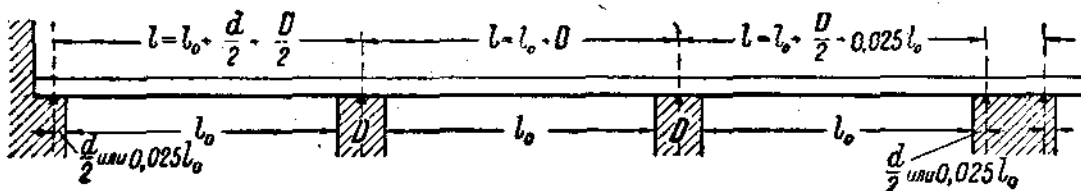


Черт. 188.



Черт. 189.

носит условный характер, в виду отсутствия ясно выраженных опор. Врем. нормы дают следующие указания (§ 22): „При расчете плит, как свободно-лежащих, или как частично защемленных, расчетный пролет принимается равным пролету между поддерживающими балками в свету плюс толщина плиты по середине пролета, а при расчете плит как неразрезных балок расчетные пролеты определяются по расстоянию между осями балок или стенок, на которые опираются плиты“ (черт. 189 и 190).



Черт. 190.

Согласно тех же Норм (§ 32) пролеты ребристых балок принимаются всегда равными расстоянию между осями их опорных частей, за исключением случаев особо широких опорных частей, когда уменьшение пролета может быть особо мотивировано.

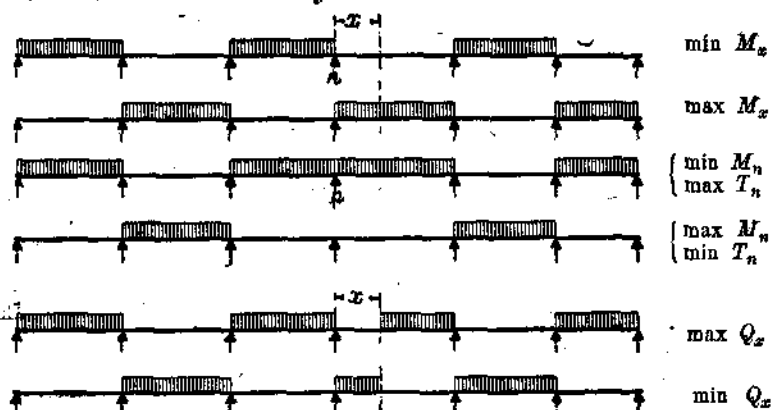
Для последнего случая, Германские нормы 1925 г. рекомендуют брать расчетный пролет равным пролету в свету, увеличенному на 5%, и, наоборот, в тех исключительных случаях, когда длина опорной части получается менее чем 5% пролета в свету, необходимо прочность опоры проверить.

В железобетонных сооружениях особенно часто (чаще чем в железных) применяются статически неопределимые системы. К таковым относятся также многопролетные неразрезные плиты и балки. При решении многопролетных балок, обыкновенно, за лишние неизвестные принимаются не реакции промежуточных опор, а опорные моменты, определяемые по способу Клапейрона-Берто с помощью уравнения трех моментов.

При подвижной полезной нагрузке, многопролетную балку следует нагружать таким образом, чтобы получались наибольшие моменты и перерезывающие силы. На черт. 191 показаны невыгоднейшие загрузки многопролетной балки или плиты для получения наибольших и наименьших (отрицательных) значений моментов (пролетных M_x и опорных M_n), перерезывающих сил Q_x и опорных реакций T_n . Как видно, распределение нагрузки для получения $\min M_n$ дает одновременно $\max T_n$, а при $\max M_n$ получается $\min T_n$.

Для неразрезных балок и плит с равными или мало различающимися между собой пролетами немецким инженером Винклером составлены таблицы, которыми можно пользоваться для вычисления наибольших и наименьших моментов и перерезывающих сил. Таблицы составлены для двух-, трех- и четырехпролетных балок (приложение IV); в них раздельно приведены величины от влияния собственного веса и полезной нагрузки.

В основу этих таблиц положено, что рассчитываемая балка имеет одинаковое поперечное сечение с постоянным моментом инерции, что, конечно, не вполне соответствует железобетонным балкам и плитам,



Черт. 191.

у которых в действительности переменное поперечное сечение бетона и изменяющаяся по положению и сечению железная арматура. При балках с числом опор большим пяти можно приближенно рассчитывать средние пролеты как второй пролет четырехпролетной балки, а крайние пролеты как первый пролет такой балки.

Важное преимущество этих таблиц заключается в том, что для всякого пункта, удаленного на расстояние x от левой опоры, можно найти для него наибольший и наименьший момент, а также наибольшую и наименьшую перерезывающую силу. Например в двухпролетной балке, если $l = 4$ м и $x = 1,6$ м, то для $\frac{x}{l} = 0,4$:

$$M_{\max} = (0,07g + 0,095p)l^2.$$

В приложении V приведены еще вспомогательные таблицы Менша * для определения моментов, опорных реакций и перерезывающих сил при различном нагружении как равномерно распределенной нагрузкой, так и равными сосредоточенными грузами, расположенными на одинаковых расстояниях.

Вычисленные по этой таблице моменты для равномерно распределенной нагрузки от собственного веса g теоретически не находятся точно в местах наибольших моментов от p и P , но эта неточность не имеет существенного значения, если принять во внимание делаемые довольно

* Заимствованные из Beton-Kalender 1931, Teil I, S. 248—257.

емые расчетные допущения, как-то: заостренность опор, постоянный момент инерции, подвижность (на катках) всех опор кроме одной.

Эти таблицы удобны для расчета перекрытий с главными и второстепенными балками, когда пролеты балок одинаковы. *

Как уже было отмечено, неразрезные главные балки, составляющие одно целое с перекрывающими их плитами и второстепенными балками, рассматриваются как многопролетные балки, нагруженные сосредоточенными грузами, равными максимальным реакциям второстепенных балок.

Если пролеты неразрезных балок значительно различаются между собою, то тогда расчет их может быть произведен с помощью уравнения

трех моментов Кляпейрона или по методу фокусов — графически или аналитически. **

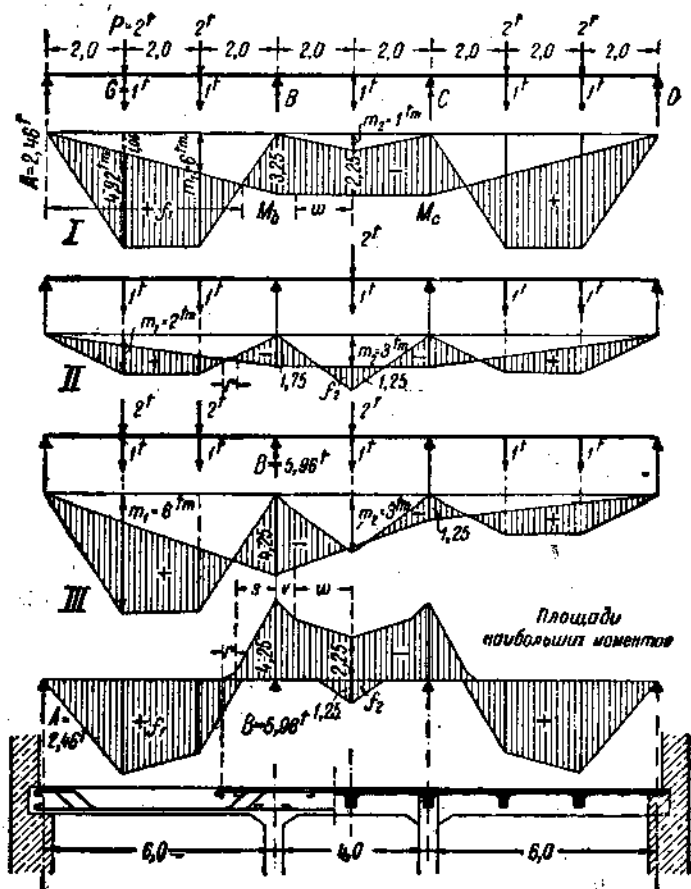
Для облегчения расчета неразрезных балок с неравными пролетами при различном нагружении в приложении VI приведены данные, составленные по Каммеру. ***

Исчерпывающий материал (формулы и таблицы) по расчету всевозможных случаев неразрезных балок можно найти в новой книге А. Клейнлогеля и Г. Зигмана „Неразрезные балки“. ****

На черт. 192 показаны примерное положение нагрузок и соответствующие эпюры моментов для главной балки с неодинаковыми пролетами. При I положении нагрузок получаются наибольшие моменты в крайних пролетах и наибольший отрицательный момент в среднем пролете, а также наибольшие реакции у крайних опор А и D; при II положении — наибольший положительный момент в среднем пролете и при III положении — наибольший отрицательный опорный момент над промежуточной опорой и наибольшая реакция у этой опоры.

При определении моментов, второстепенные балки, расположенные по оси опор (колонн), не принимаются во внимание, но их опорные давления следует учитывать при вычислении реакций опор.

При определении моментов, второстепенные балки, расположенные по оси опор (колонн), не принимаются во внимание, но их опорные давления следует учитывать при вычислении реакций опор.



Черт. 192.

* Укажем еще на подобные таблицы, приведенные в нижеследующих трудах: 1) Акимов-Перетц Д. Я., Статика сооружений, неразрезные балки. 1927, стр. 112—119; 2) Залигер Р. Железобетон, 1927, стр. 484—490; 3) Mörsch E., „Der Eisenbetonbau“, 1922, 1 B., 2 H., S. 448—459; 4) Foerster M., „Taschenbuch für Bauingenieure“ 1921. 1T, S. 960—969.

** Здесь не приводятся теоретические основания этих способов расчета, как относящихся к курсу строительной механики.

*** Kammer, E. Der durchlaufende Träger über ungleichen „Öffnungen“, 1926.

**** Kleinlogel A. und Sigmann G. „Der durchlaufende Träger“, 1929.

По наибольшим положительным и отрицательным моментам, найденным при трех различных положениях нагрузок, рассчитывается и располагается основная арматура главной балки.

Обыкновенно концы неразрезных балок предполагаются свободно лежащими.

Для большинства балочных конструкций все же следует учитывать закрепление концов, которое редко бывает совершенным, полным, а только частичным, определяемым в $1/3$, $1/2$ или в $1/4$ от полного закрепления.

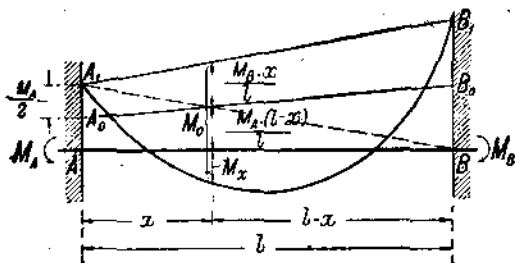
Надежность закрепления (заделки) может быть достигнута достаточным нагружением сверху или применением анкеров. Затем для повышения прочности заделки служит также уширение опорных частей балки, или даже применение сплошного опорного пояса (черт. 159b).

Как известно, величина пролетного момента неразрезной балки равна величине момента простой балки за вычетом влияния опорных моментов или моментов закрепления (черт. 193), т. е.

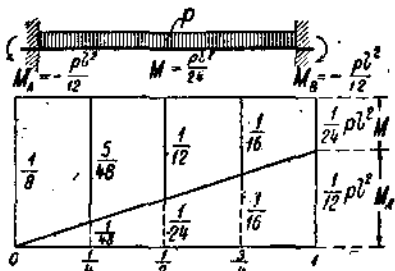
$$M_x = M_0 - M_A \frac{l-x}{l} - M_B \frac{x}{l}$$

Если же закрепление балки неполное, например, в $1/2$, то соответствующий пролетный момент может быть получен таким образом, что момент закрепления при полной заделке делится пополам и проводится новая замыкающая линия $A_0 B_0$, которая и отсекает соответствующие отрицательные и положительные моменты.

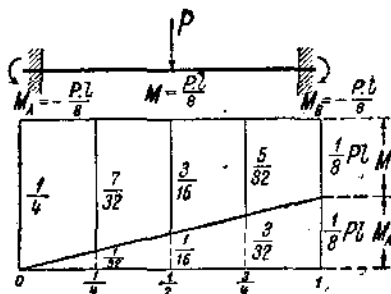
Соответствующие величины отрицательных и положительных моментов для различных степеней закрепления очень просто определяется графически, как показано на черт. 194 и 195 для равномерно-распределенной нагрузки и для сосредоточенного груза посередине.



Черт. 193.



Черт. 194.



Черт. 195.

Заметим еще, что распределения наибольших значений изгибающих моментов и перерезывающих сил в неразрезной балке существенно изменяется, когда не все опоры лежат на одном уровне. Так, например, если в трехпролетной балке произойдет осадка (понижение) только средних опор, то опорные моменты будут меньше, а пролетные моменты больше, чем предполагалось по расчету, и кривая моментов соответственно изменится, как показано пунктиром на черт. 196. Наоборот, повышение средних опор или понижение крайних вызовет уменьшение пролетных моментов и увеличение опорных моментов, что может повлечь за собою и перенапряжение балки над опорами.

Поэтому вообще при выполнении многопролетных балок (рассчитываемых при условии расположения всех опор на одном уровне) на правильное расположение опор должно обращать особенное внимание.

В особо ответственных же случаях при расчете рекомендуется учитывать влияние возможной осадки опор. Пользуясь полным уравнением



Черт. 196.

трех моментов *, можно для любого пролета и любого понижения опор определить соответствующие величины моментов. Влияние понижения опоры тем больше, чем больше жесткость балки (EJ).

Относительно определения моментов в балках Вр. нормы НКПС дают следующие указания **:

§ 31. Моменты в тавровых балках определяются в зависимости от действительных условий их работы; при этом ребристые балки рассчитываются во всем согласно с указаниями, данными выше для расчета плит в §§ 25 и 26* (стр. 177).

§ 32. При расчете многопролетных неразрезных ребристых балок следует вести таковой согласно общим приемам расчета таких конструкций, причем при равных пролетах разрешается принимать влияние на каждый пролет не более двух пролетов с каждой стороны, с учетом в более ответственных случаях упругой осадки опор, а также неодинаковости значения момента инерции J на опорах и посередине.

При балках слабого сечения, или имеющих опоры, неизменяемость которых не вполне обеспечена, рекомендуется производить расчет, как для балок с частичным защемлением концов, т. е. с соответствующим пониженным абсолютной величины моментов на опорах и увеличением ее в пролете (§§ 25 и 26).

При расчете ответственных сооружений и мостов должны быть построены эпюры наибольших и наименьших моментов для всего пролета с параллельным указанием принятого распределения арматуры*.

Что касается определения величины изгибающих моментов в плитах, то в дополнение приведенных выше (стр. 77 §§ 25, 26 Вр. норм НКПС здесь укажем еще на § 21 тех же норм ***. При расчете изгибающих моментов в плитах последние рассматриваются как балочные конструкции. При этом: 1) однопролетные плиты рассчитываются как свободно-лежащие на опорах, с учетом, однако, частичного защемления концевых сечений (§ 25); 2) многопролетные плиты могут рассматриваться как неразрезные балки при отношении их толщины к высоте ребра, большем одной восьмой; при отношении же меньшем одной восьмой каждый пролет плиты рассчитывается как балка с частично защемленными опорами, независимо от смежных пролетов*.

К положенному следует добавить указания приказа по ВСНХ СССР за № 84 от 29/X 1928 г.: п. 11. При расчете неразрезных плит железобетонных ребристых перекрытий влияние на рассматриваемый пролет загрузки временной нагрузкой прочих пролетов принимать в 50%*.

п. 13. При определении реакций опор неразрезных конструкций не учитывать их неравномерности*.

п. 14. При разработке конструкций и расчете плит и балок ребристых перекрытий должен обязательно прорабатываться с экономической стороны вариант в условиях снижения количества железа рабочей арматуры и косых стержней за счет учета переменности жесткости элементов в соответствии с размерами намеченных вут*.

Германские нормы 1925 г. для неразрезных плит (с равными, или различающимися на 20% пролетами) величины моментов ставят в зависимость: положительных — от наличия вут (длина которых должна быть по крайней мере равна $\frac{1}{10} l$, а высота $\frac{1}{30} l$ — черт. 143), или их отсутствия, причем незначительные вуги также не принимаются во внимание, а опорных моментов — от числа пролетов плиты.

Таким образом:

а) положительные пролетные моменты для плит с вугами: в крайних пролетах:

$$M = \frac{1}{12} q l^2,$$

в сре них пролетах:

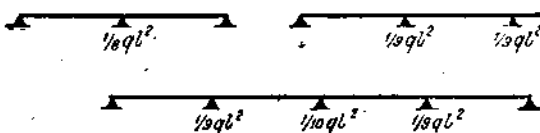
$$M = \frac{1}{18} q l^2.$$

При отсутствии же вуг или незначительности размеров последних, моменты соответственно увеличиваются до $\frac{1}{11} q l^2$

$$\text{и } \frac{1}{15} q l^2.$$

б) Опорные моменты (черт. 198):

для плит только о двух про-
летах $M_s = -\frac{1}{8} q l^2,$



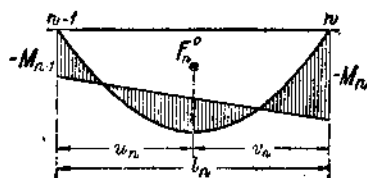
Черт. 193.

$$\begin{aligned} & * M_{n-1} l_n + 2M_n (l_n + l_{n+1}) + M_{n+1} l_{n+1} = \\ & = -6 \frac{F_n^0 u_n}{l_n} - 6 \frac{F_{n+1}^0 v_{n+1}}{l_{n+1}} - \frac{6EJ \delta_n (l_n + l_{n+1})}{l_n l_{n+1}}, \end{aligned}$$

где δ_n — понижение опоры n по отношению к опоре $n-1$ или $n+1$ (черт. 197).

** По Общ. вр. нормам, §§ 32 и 33.

*** По Общим нормам § 22.



Черт. 197.

для плит с трех или большим числом пролетов, на внутренней опоре крайнего пролета $M_s = -\frac{1}{9} q l^2$ и на остальных опорах $M_s = -\frac{1}{10} q l^2$.



Черт. 199.

в) Отрицательные пролетные моменты определяются по формуле

$$\min M_s = \frac{l^2}{24} \left(q - \frac{p}{2} \right),$$

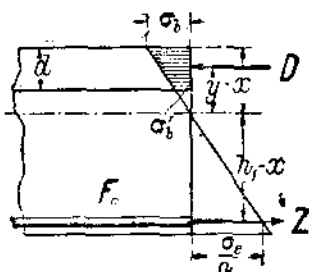
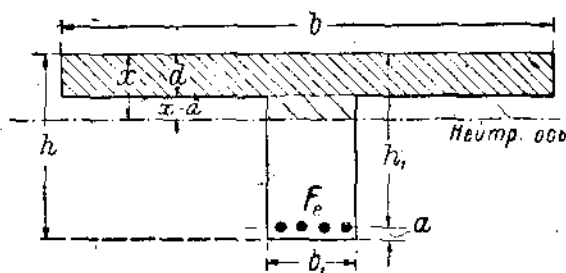
что соответствует положению нагрузки по черт. 199.

Для случая сосредоточенной нагрузки указания наших и Германских норм были приведены выше (стр. 76).

2. Тавровые балки с одиной арматурой.

а) Проверка заданного сечения. Для определения положения нейтральной оси (черт. 200) приравняем нулю статический момент сечения относительно этой оси

$$\frac{bx^2}{2} - \frac{(b-b_1)(x-d)^2}{2} - nF_s(h_1-x) = 0.$$

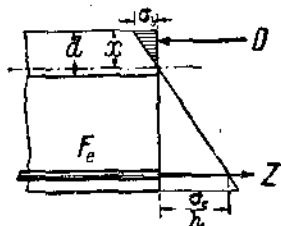
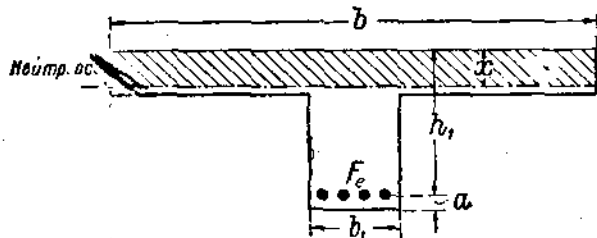


Черт. 200.

Из этого квадратного уравнения можно найти x , которое, в зависимости от числовых величин, может быть;

$$x < d, \quad x = d \quad \text{или} \quad x > d.$$

В первых двух случаях, т. е. когда $x \leq d$, нейтральная ось проходит в пределах толщины плиты (черт. 201) и, так как бетон ниже оси, по основному допущению, не принимает участия в растяжении, то расстояние



Черт. 201.

до нейтральной оси должно выражаться совершенно так же, как и для прямоугольного сечения шириной b и полезной высотой h_1 (по формулам 1 и 12'). Поэтому и расчет тавровой балки (ребристого перекрытия) про $x \leq d$ производится по ранее выведенным формулам для плит, но только ширина b принимается равной не 100 см, а согласно указаний на стр. 122.

Кроме того, здесь необходим расчет на скалывающие и косые растягивающие напряжения.

При $x > d$ нейтральная ось проходит ниже плиты (черт. 200), и положение ее определяется из вышенаписанного уравнения.

Обыкновенно, для упрощения расчета пренебрегают работой на сжатие насти ребра, выше нейтральной оси *, т. е. принимая распределение чаппряжений в сжатом поясе в виде трапеции. Такое упрощение вводит весьма малую ошибку (идуущую в запас прочности), так как в действительности нейтральная ось обычно проходит вблизи нижней грани помки.

Таким образом, получаем:

$$bd \left(x - \frac{d}{2} \right) - nF_e (h_1 - x) = 0$$

$$bdx - \frac{bd^2}{2} - nF_e h_1 + nF_e x = 0$$

$$x = \frac{nh_1 F_e + \frac{bd^2}{2}}{nF_e + bd} \quad (28)$$

Далее, обозначая через y — расстояние центра сжатия до нейтральной оси, напишем выражение для расстояния центра тяжести трапеции сжатия от верхнего края (основания трапеции):

$$x - y = \frac{d}{3} \cdot \frac{\sigma_b + 2\sigma_b'}{\sigma_b + \sigma_b'}$$

На основании допущений, что напряжения пропорциональны расстояниям до нейтральной оси, имеем:

$$\sigma_b' = \sigma_b \cdot \frac{x - d}{x}$$

Подставляя значение σ_b' в предыдущее равенство и преобразовав его, находим выражения для y :

$$x - y = \frac{d}{3} \cdot \frac{\sigma_b \left(1 + \frac{2x - d}{x} \right)}{\sigma_b \left(1 + \frac{x - d}{x} \right)} = \frac{d}{3} \cdot \frac{3x - 2d}{2x - d}$$

$$y = x - \frac{d}{3} \cdot \frac{3x - 2d}{2x - d} \quad (29)$$

или:

$$y = x + \frac{d}{2} - \frac{d}{2} + \frac{2d^2 - 3xd}{3(2x - d)} = x - \frac{d}{2} + \frac{6xd - 3d^2 + 4d^2 - 6xd}{6(2x - d)}$$

$$y = x - \frac{d}{2} + \frac{d^2}{6(2x - d)} \quad (29')$$

Напряжение арматуры σ_e определяется из условия равновесия суммы моментов внешних и внутренних сил:

$$M = \sigma_e F_e (h_1 - x + y)$$

$$\sigma_e = \frac{M}{F_e (h_1 - x + y)} \quad (30)$$

Из уравнения (11):

$$\sigma_b = \sigma_e \frac{x}{n(h_1 - x)} \quad (31)$$

* При очень тяжелых и высоких балках, например, в балочных мостах, рекомендуется принимать в расчет и сжатую часть ребра.

Таким образом, зная размеры поперечного сечения тавровой балки, можно по формулам (30) и (31) определить напряжения бетона на сжатие и арматуры на растяжение.

Для приближенного определения напряжений делают еще одно упрощение, предполагая, что равнодействующая сжимающих усилий проходит через середину толщины плиты.

При этом условии плечо внутренних сил $h_1 - x + y$ получит несколько меньшее значение $h_1 - \frac{d}{2}$, а $Z = F_e \sigma_e = \frac{M}{h_1 - \frac{d}{2}}$ и напряжение

железа

$$\sigma_e = \frac{M}{F_e \left(h_1 - \frac{d}{2} \right)} \quad (30')$$

получаются несколько большими.

Напряжение бетона σ_b в таком случае может быть вычислено по формуле (31'), получаемой из (31), через замену x выражаем его из (28):

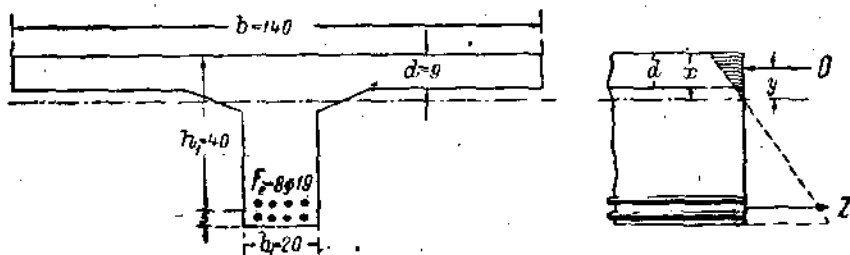
$$\sigma_b = \frac{\sigma_e}{n} \cdot \frac{(nh_1 F_e + \frac{bd^2}{2})}{bd \left(h_1 - \frac{d}{2} \right)} \quad (31')$$

Из этой формулы видно, что и σ_b также получается несколько большим.

При этом, чем ниже будет расположена нейтральная ось (при сильной арматуре), тем ближе к середине плиты будет точка приложения силы D , а следовательно, и тем точнее будет определено напряжение железа и бетона по этому приближенному способу.

Пример. Определить напряжения в балке таврового сечения при известных размерах и величине наибольшего изгибающего момента (черт. 202).

Даны: $b = 140$ см, $b_1 = 20$ см, $h = 45$ см и $h_1 = 40$ см, $d = 9$ см, $F_e = 8 \varnothing 19$ мм = $22,68$ см² и $M = 900\,000$ кгссм.



Черт. 202.

Найти: σ_e и σ_b .

$$28) \quad x = \frac{nh_1 F_e + \frac{bd^2}{2}}{nF_e + bd} = \frac{15 \cdot 40 \cdot 22,68 + \frac{140 \cdot 9^2}{2}}{15 \cdot 22,68 + 140 \cdot 9} = 12 \text{ см}$$

$$29) \quad y = x - \frac{d}{2} + \frac{d^2}{6(2x - d)} = 12 - \frac{9}{2} + \frac{9^2}{6(24 - 9)} = 8,4 \text{ см}$$

$$30) \quad \sigma_e = \frac{M}{F_e (h_1 - x + y)} = \frac{900\,000}{22,68 (40 - 12 + 8,4)} ; \sigma_e = 1\,090 \text{ кг/см}^2$$

$$31) \quad \sigma_b = \sigma_e \cdot \frac{x}{n(h_1 - x)} = 1\,090 \cdot \frac{12}{15(40 - 12)} ; \sigma_b = 31,1 \text{ кг/см}^2$$

При проверке напряжений по приближенным формулам получим:

$$(30') \quad \sigma_c = \frac{M}{F_c \left(h_1 - \frac{d}{2} \right)} = \frac{900\,000}{22,68 (40 - 4,5)} ; \sigma_c = 1\,118 \text{ кг/см}^2$$

$$(31') \quad \sigma_b = \frac{\sigma_c}{n} \cdot \frac{\left(n h_1 F_c + \frac{b d^3}{2} \right)}{b d \left(h_1 - \frac{d}{2} \right)} = \frac{1\,118}{15} \cdot \frac{\left(15 \cdot 40 \cdot 22,68 + \frac{140 \cdot 9^3}{2} \right)}{140 \cdot 9 \left(40 - \frac{9}{2} \right)} = 32,1 \text{ кг/см}^2.$$

б) Подбор сечения в пролете. При расчете ребристого перекрытия прежде всего находят толщину плиты и ее арматуру, пользуясь формулами, таблицами или графиками для плит и балок прямоугольного сечения. Затем расчетная ширина плиты b определяется конструкцией перекрытия и большею частью равна расстоянию между ребрами или несколько меньше (стр. 122); шириною ребра b_1 также задаются на основании указанных выше соображений.

Таким образом будут известны d , b , b_1 и M , а также σ_c и σ_b ; остается определить h_1 и F_c .

При известных σ_c и σ_b для тавровой балки, как и для балки любой формы поперечного сечения, расстояние нейтральной оси x от сжатой грани (вследствие пропорциональности между удлинениями волокон и расстояниями их до нейтральной оси) попрежнему выражается формулой

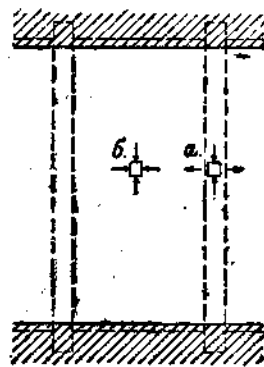
$$(12') \quad x = \frac{n \sigma_b}{\sigma_c + n \sigma_b} \cdot h_1 = k h_1.$$

Как показали исследования и практика, наиболее экономичными тавровыми балками оказываются те, у которых бетон работает на сжатие с напряжением только от 20 до 30 кг/см², а железо — с полным допускаемым напряжением, например 1250 кг/см².

При полном использовании бетона поперечное сечение балки получается относительно низким, а железа требуется больше, что несколько увеличивает стоимость *.

Кроме того, такое уменьшение допускаемого напряжения в бетоне имеет еще и следующее основание: рассматривая выделенную из плиты частицу a (черт. 203), можно заметить, что она, с одной стороны, как часть сжатого пояса балки, подвергается сжимающим напряжениям σ_b , а с другой стороны, она же как часть неразрезной плиты подвергается растягивающим напряжениям σ_c ; но, так как при растяжении такой частицы происходит поперечное укорочение, которое будет складываться с продольным укорочением от сжимающих напряжений, то общее напряжение сжатию в бетоне σ^{**} увеличится, а следовательно, чтобы таковое не превосходило допускаемого, необходимо расчетное напряжение σ_b уменьшить. Наоборот, для частицы b в средней части плиты, где она подвергается только сжимающим напряжениям, преимущественно в направлении, перпендикулярном к балкам, допускается предельное напряжение.

Задаваясь же напряжением бетона у верхней грани σ_c ниже допускаемого, расстояние x (при одной и той же высоте) получаем меньше,



Черт. 203.

* Практически выгодными являются такие балки, у которых площадь сечения растянутой арматуры составляет около (не более) 2% от площади бетона $b_1 h$, т. е. $F_c \leq 0,02 b_1 h$, где b_1 — ширина ребра и h — полная высота балки.

** Выражаемое формулой $\sigma = \sigma_b + \frac{1}{m} \sigma_c$, где m — число Пуассона, равное 4 — 6.

чем при полном использовании бетона, а следовательно, имеется и большая вероятность, что нейтральная ось пройдет внутри плиты или близко от ее нижнего края.

Поэтому часто для предварительного определения h_1 и F_s можно пользоваться формулами (13) и (14) и таблицей II для плит при σ_s в пределах от 20 до 30 кг/см² и при σ_b — наивысшем допускаемом.

Чтобы узнать, лежит ли нейтральная ось внутри или вне плиты, может служить приближенная формула

$$x = v \sqrt{\frac{M}{b}}, \quad (32)$$

где v (на основании таблицы II) кругло = 0,15 при $\sigma_s = 1000$ кг/см² и 0,14 при $\sigma_s = 1200$ —1250 кг/см².

Следует заметить, что при высоте ребер свыше 35—40 см нейтральная ось вообще приходится ниже плиты, и применение в таких случаях формул, выведенных для плит, приводит к несколько невыгодным результатам, а именно получается несколько большее содержание железа.

Если расстояние нейтральной оси x существенно больше толщины плиты d , то для определения количества железа довольствуются приближенной формулой, получаемой из формулы (30'), т. е. в предположении, что равнодействующая сжимающих усилий проходит через середину плиты:

$$F_s = \frac{M}{\sigma_s \left(h_1 - \frac{d}{2} \right)}. \quad (33)$$

По этой формуле F_s получается с некоторым запасом прочности *, так как $\frac{d}{2}$ всегда больше $x - y$ (по формуле 30).

Если высота балки не определяется конструктивными условиями, то для нахождения целесообразного соотношения между F_s и h , дающими наиболее экономическое решение, может потребоваться и несколько сравнительных расчетов.

Для нахождения высоты тавровых балок можно пользоваться также таблицами, составленными инж. Молотиловым ** на основании выведенной им приближенной формулы:

$$h_1 = \frac{2}{3} d + \left(\frac{d \sigma_s}{2n} + \frac{M}{bd} \right) \cdot \frac{1}{\sigma_b} \quad (34)$$

Укажем еще на графические таблицы Мёрша, очень удобные для определения полезной высоты h_{1min} при известных d и $\frac{M}{b}$, для $\sigma_s \approx 1200$ кг/см² и $\sigma_b = 40$ кг/см² и для $\sigma_s = 1000$ кг/см² и $\sigma_b = 35$ кг/см² и 40 кг/см²; таблицы приведены в его труде „Der Eisenbetonbau“, Bd. 1, Н. 1 1923, S. 301—303.

Между прочим, эмпирическим путем найдено, что в рационально спроектированных балках с одиночной арматурой площадь сечения железа F_s , выраженная в кв. сантиметрах, составляет от $\frac{1}{2}$ до $\frac{3}{4}$ высоты ребра $(h - d)$, выраженной в сантиметрах.

В таблице V приведены эмпирические данные для соотношений $\frac{F_s}{h - d} = 1; 0,7$ и 0,5, которые могут облегчить подбор сечений.

* При моментах свыше 2 000 000 кгсм и обычных размерах плиты формула (33) дает почти точный результат.

** Молотиллов, Н. И. Таблицы для расчета железобетонных конструкций. Томск, 1923, табл. VII, стр. 20—23 и 151—161.

Молотиллов, Н. И. Теория и практика железобетона, ч. II. 1923, стр. 193—201.

ТАБЛИЦА V.

Эмпирические данные для подбора сечений тавровых балок.

Изгибающий момент M кгсм	Ограниченная высота		Средняя высота		Большая высота	
	$h - d$	F_a	$h - d$	F_a	$h - d$	F_a
	см	см ²	см	см ²	см	см ²
200 000	15	15	17	12	20	10
300 000	18	18	21	15	25	12
400 000	20	20	24	17	28	14
500 000	23	23	27	19	31	15
600 000	25	25	29	20	34	17
700 000	27	27	32	23	37	18
800 000	28	28	34	24	40	20
900 000	30	30	36	25	42	21
1 000 000	32	32	38	27	45	22
1 200 000	35	35	42	30	48	24
1 400 000	38	38	45	32	52	26
1 500 000	39	39	47	33	54	27
1 600 000	40	40	48	34	56	28
1 800 000	43	43	51	36	60	30
2 000 000	45	45	54	38	63	31
2 400 000	49	49	60	41	70	35
2 800 000	53	53	64	45	74	37
3 200 000	57	57	68	48	79	39
3 600 000	60	60	72	50	85	42
4 000 000	63	63	76	53	88	44
4 500 000	67	67	81	57	94	47
5 000 000	71	71	85	60	100	50
5 500 000	74	74	89	62	104	52
6 000 000	78	78	93	65	108	54
7 000 000	85	85	100	70	117	58
8 000 000	90	90	107	75	125	62
9 000 000	95	95	114	80	133	66
10 000 000	100	100	120	84	140	70

Хорошую услугу для определения высоты ребра может оказать и простая формула

$$h - d = 10 \sqrt{M}; = 12 \sqrt{M} \text{ и } 14 \sqrt{M},$$

где M — в тоннометрах, а h и d — в сантиметрах; для средних значений следует брать $12 \sqrt{M}$.

Найденные вышеуказанными способами размеры тавровой балки необходимо проверить путем вычисления напряжений по выведенным ранее формулам (28), (29), (30) и (31).

Для исчисления количества железа, необходимого для ребристого перекрытия, может служить следующая зависимость: требуемое количество железа в килограммах на пог. метр ребра (принимая в расчет и потребность его на хомуты, крюки и косые стержни у опор) равно, при свободно лежащих балках, найденному (по формуле 33) при наибольшем изгибающем моменте количеству F_a в кв. сантиметрах, а при неразрезных балках — найденному сечению F_a в кв. сантиметрах (соответствующем положительному пролетному моменту), умноженному на 1,3 до 1,4*.

Как было отмечено на стр. 109, в ребристом перекрытии с главными и второстепенными балками, первые изгибаются в том же направлении, как и плита, т. е. здесь складываются напряжения сжатия в плите с напряжениями в сжатой зоне главной балки. Но простое суммирование обоих напряжений сжатия будет не верно, так как плита от пролетного момента будет испытывать напряжение сжатия только в верхней своей

части, а от изгиба главной балки действительная сжатая зона будет больше, часто захватывая всю толщину плиты.

Такое составное напряжение отказываются вводить в расчет, тем более, что упругие деформации плиты, соединенной с главными и второстепенными балками, в действительности представляются еще более сложными.

Практически считается возможным, главные балки рассчитывать как тавровые, но при условии, что примыкающая плита снабжена верхними дополнительными стержнями, параллельными распределительным (черт. 155, стр. 110) для обеспечения содействия плиты на расчетную ширину и что напряжение бетона сжатия σ_s будет приниматься только около $20 - 35 \text{ кг/см}^2$.

При таких условиях суммирование напряжений главной балки и плиты, о котором сказано выше, не является необходимым, а также отпадают опасения и относительно образования продольных трещин над главными балками *.

Вводимые дополнительные стержни будут также воспринимать те растягивающие напряжения, которые возникают в прямоугольных плитах, скрепленных с балками всеми сторонами. По мнению Мёрша для расчета верхних дополнительных стержней можно принимать величину момента равной $\frac{pa^2}{32}$, чему соответствует количество железа, установленное Германскими нормами ($8 \text{ } \varnothing 7 \text{ мм на } 1 \text{ м}$) ** и являющееся достаточным при пролетах плит a до $2,5 \text{ м}$ и полезной нагрузке до 1000 кг/м^2 .

Впрочем, это минимальное количество стержней должно принимать и тогда, когда сама формула дает меньшее сечение, имея в виду, что эти стержни должны обеспечивать надежное соединение плиты с балкой, а также учитывая и напряжения, появляющиеся при усадке плиты перекрытия.

в) Подбор сечения над опорой. При закрепленных и неразрезных тавровых балках, в местах закрепления и над средними опорами, как известно, возникают отрицательные моменты, т. е. растянутая зона с необходимой арматурой будет находиться в верхней части, а сжатая зона всего шириною b_1 придется в нижней части ребра (черт. 204). Так как сопротивление бетона на растяжение не принимается во внимание, то расчет сечения в указанных местах производится так, как если бы плиты вовсе не существовало, т. е. по формулам (и таблице II), выведенным для прямоугольного сечения, с тем отличием, что здесь положение нейтральной оси определяется расстоянием x от нижней грани ребра, а не от верхней.

Вследствие малой сжатой зоны и в то же время больших отрицательных моментов у опор напряжения сжатия в нижней части балки достигают значительной величины, что заставляет увеличивать высоту ребра при помощи вут.

Но так как увеличение высоты балки часто бывает возможно в ограниченных размерах, то это приводит к усилению сжатой зоны арматурой (черт. 204), и в таких случаях расчет производится как прямоугольного сечения с двойной арматурой и шириною b_1 .

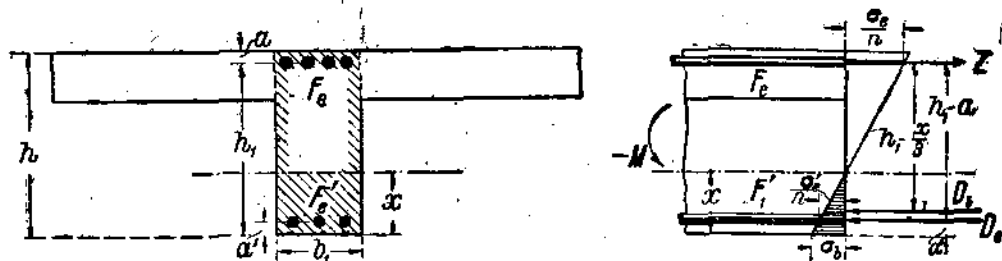
Согласно Единым нормам проектирования 1930 г. допускаемое напряжение сжатия бетона у опор повышается против основного, смотря по марке бетона, с 60, 50 и 40 кг/см^2 до 70, 60 и 55 кг/см^2 ***.

* При отсутствии дополнительных стержней едва ли есть основание считать ширину сжатой зоны главной балки больше ширины ребра, т. е. едва ли возможно принимать ее при расчете за тавровую балку.

** По данным Вр. нормам $8 \text{ } \varnothing 6 \text{ мм}$.

*** По проекту новых норм: „При проверке на сжатие прямоугольных сечений, имеющих в зоне растянутых волокон плиту, допускаемые напряжения соответственно повышаются на $0,10 R_{\text{сж}}$ “, где $R_{\text{сж}}$ — временное сопротивление сжатию кубиков рабочей консистенции, через 28 дней после затворения.

Как было отмечено на стр. 108 (черт. 149), по прежним Германским нормам (1916 г.) в неразрезных балках за действительную высоту сечения, работающего на опорный момент, принимается величина h_0 , отсекаемая на оси опоры продолжением наклонной грани вут, с уклоном в 1:3.



Черт. 204.

3. Тавровые балки с двойной арматурой.

Двойная арматура применяется, как и в балках прямоугольного сечения, главным образом, при особенно больших нагрузках и при ограниченной строительной высоте *.

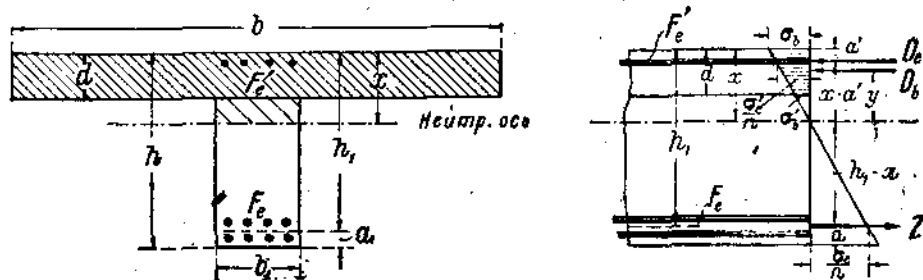
При этом сжатая арматура, укладываемая вблизи верхней грани балки, должна быть связана с бетоном ребра против выпучивания, при помощи хомутов, как показано на черт. 158 (стр. 111).

а) Проверка заданного сечения. Как и при расчете тавровых балок с одиночной арматурой, здесь также следует различать случаи:

$$x < d; \quad x = d; \quad x > d.$$

Для случаев, когда нейтральная ось проходит внутри плиты или совпадает с нижней плоскостью плиты, расчет производится как прямоугольных балок (плит) с двойной арматурой, с применением тех же формул и приемов.

Если же нейтральная ось проходит через ребро (черт. 205), то для определения ее положения составляется попрежнему уравнение стати-



Черт. 205.

ческих моментов площади сечения относительно этой оси, пренебрегая при этом сжимающими напряжениями в ребре **, т. е.

$$bd\left(x - \frac{d}{2}\right) + nF_s'(x - a') - nF_s(h_1 - x) = 0$$

$$bdx - \frac{bd^2}{2} + nF_s'x - nF_s'a' - nF_s h_1 + nF_s x = 0,$$

$$x = \frac{bd^2 + 2n(F_s h_1 + F_s' a')}{2[bd + n(F_s + F_s')]} \quad (35)$$

* По проекту новых норм армирование сжатой зоны тавровых балок продольной арматурой должно быть вообще избегаемо на том основании, что высота таких балок определяется преимущественно по экономическим соображениям, а не по принципу использования допускаемых напряжений (стр. 133).

** При расчете балочных мостов, в виду значительных размеров балок, сжатая часть ребра обыкновенно не пренебрегают.

По формуле (29):

$$y = x - \frac{d}{2} + \frac{a^2}{6(2x - d)}.$$

Для определения напряжений составляем следующее уравнение моментов относительно нейтральной оси:

$$M = \frac{\sigma_b + \sigma_b'}{2} db y + \sigma_e' F_e' (x - a') + \sigma_e F_e (h_1 - x).$$

Затем имеем:

$$\sigma_b' = \sigma_b \frac{x - d}{x}$$

$$\sigma_e = n \sigma_b \cdot \frac{h_1 - x}{x} \quad (36)$$

$$\sigma_e' = n \sigma_b \cdot \frac{x - a'}{x} \quad (37)$$

Подставляем значения σ_b' , σ_e и σ_e' в уравнение моментов:

$$M = \frac{\sigma_b + \sigma_b \frac{x - d}{x}}{2} db y + n \sigma_b \cdot \frac{x - a'}{x} F_e' (x - a') + n \sigma_b \frac{h_1 - x}{x} F_e (h_1 - x),$$

откуда

$$\sigma_b = \frac{Mx}{\frac{bd}{2}(2x - d)y + n[F_e(h_1 - x)^2 + F_e'(x - a')^2]} \quad (38)$$

Напряжения σ_b и σ_e' определяются по формулам (36) и (37).

б) **Подбор сечения.** По заданным σ_b , σ_e , h_1 , b , d и M формулы для определения количества арматуры могут быть выведены непосредственно из уравнений моментов, подобно тому как это было сделано для прямоугольного сечения (стр. 83).

Для приближенного расчета могут служить следующие формулы, выведенные в предположении, что равнодействующая напряжений сжатия бетона и сжатой арматуры находится посередине толщины плиты (допущение в пользу прочности):

$$F_e = \frac{M}{\sigma_e \left(h' - \frac{d}{2} \right)} \quad (39)$$

$$F_e' = \frac{\sigma_e F_e}{n \sigma_b} \cdot \frac{x}{x - \frac{d}{2}} - \frac{bd}{n} \quad (40)$$

где

$$(12) \quad x = \frac{n \sigma_b}{\sigma_e + n \sigma_b} \cdot h_1$$

4. Несимметричные балки с односторонней плитой (бортовые балки).

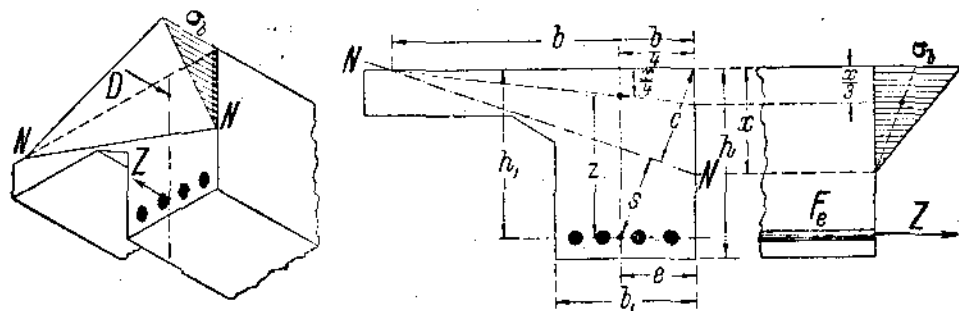
Как указывалось выше (стр. 122), расчет крайних (бортовых) несимметричных балок обыкновенно производится по формулам, выведенным для тавровых балок, предполагая, что бортовая балка настолько жестко соединена с плитой и с балками перпендикулярного к ней направления, что она может прогибаться только в вертикальном направлении. При этом расчетная ширина b (черт. 184) может приниматься по Германским нормам, т. е. $b = 4,5 d + b_s + b_1$.

Однако, в тех редких случаях, когда плита (полка) не связана с остальным перекрытием, а также при больших прорезях (отверстиях)

в плите, т. е. когда возможен косой прогиб бортовой балки, в ней получается иное распределение напряжений, чем при расчете по обычным формулам таврового сечения, а именно гораздо более неблагоприятное для сжатого бетона при сравнительно незначительном изменении в напряжении арматуры.

В таких случаях распределение напряжений, действующих нормально к плоскости сечения балки, представляет собою трехгранную пирамиду, при косом направлении нейтральной оси NN (черт. 206). Здесь равнодействующая сжимающих напряжений (D) проходит через центр тяжести этой пирамиды, а равнодействующая растягивающих напряжений в арматуре (Z) лежит в вертикальной плоскости, проходящей через D , при условии, конечно, что внешние силы действуют в вертикальной плоскости.

Так как центр сжатия бетона D будет совпадать с центром тяжести трехгранной пирамиды, то он будет находиться на расстоянии $\frac{1}{4}b$ от правого края и на $\frac{1}{4}x$ от верха, центр же растяжения арматуры Z , находясь на одной вертикали с центром сжатия, будет также в расстоянии $\frac{1}{4}b$, равном e , представляющем расстояние центра тяжести арматуры от правого края.



Черт. 206.

Таким образом, $b = 4e$ и $D = \frac{1}{3}\sigma_b \cdot \frac{bx}{2}$, как объем трехгранной пирамиды.

Из равенства $D = Z = \frac{1}{3}\sigma_s \cdot \frac{bx}{2} = F_s \cdot \sigma_s$ и из условия, что напряжения пропорциональны расстояниям до нейтральной оси, т. е.

$$\frac{\sigma_b}{\sigma_s} = \frac{c}{s} = \frac{x}{h_1 - \frac{3}{4}x},$$

можно написать

$$\frac{\sigma_s}{n\sigma_b} = \frac{bx}{6nF_s}$$

и

$$F_s = \frac{bx^2}{6n(h_1 - \frac{3}{4}x)},$$

откуда

$$x = \frac{6nF_s}{b} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{32bh_1}{27nF_s}} \right) \quad (41)$$

Из уравнения моментов относительно центра растянутой арматуры, т. е.

$$M = F_s \sigma_s \left(h_1 - \frac{x}{4} \right),$$

* Часто берется $b = 4 \frac{b_1}{2} = 2b_1$.

получим:

$$\sigma_s = \frac{M}{F_s \left(h_1 - \frac{x}{4} \right)} \quad (42)$$

Из отношения же

$$\frac{\sigma_b}{\sigma_s} = \frac{x}{h_1 - \frac{3}{4}x}$$

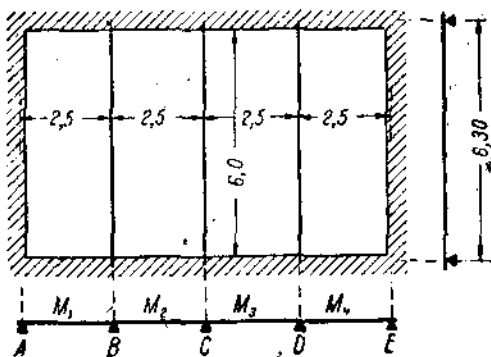
$$\sigma_b = \frac{\sigma_s \cdot x}{n \left(h_1 - \frac{3}{4}x \right)} \quad (43)$$

также имеем

$$D = Z = \frac{1}{3} \sigma_b \cdot \frac{bx}{2} = \frac{M}{h_1 - \frac{x}{4}};$$

$$\sigma_b = \frac{M_s}{xb \left(h_1 - \frac{x}{4} \right)} \quad (43')$$

Так как наибольшее напряжение в арматуре испытывает стержень, наиболее удаленный от нейтральной оси, то рекомендуется арматуру в ребре таких балок распределять неравномерно по ширине ребра, а именно со стороны плиты следует располагать стержни большего диаметра, а с другой — меньшего диаметра.



Черт. 207.

Пример. Рассчитать ребристое перекрытие, балки которого имеют пролет в свету 6,00 м и свободно лежат на стенах; расстояние между балками — 2,50 м (черт. 207).

Вес пола со шлаковой подсыпкой и штукатуркой 125 кг/м². Полезная нагрузка — 400 кг/м². Допускаемые напряжения $\bar{\sigma} = 40$ кг/см² и $\sigma_s = 1200$ кг/см².

1. Плита.

а) Приближенный расчет (по Вр. нормам НКПС 1926 г.). Предварительно принимаем $d = 11$ см.

Нагрузка:

Собственный вес плиты	$0,11 \cdot 2400$	$\dots \dots \dots = 264$	кг/м ²
Вес пола, засыпки и штукатурки		$\dots \dots \dots = 125$	"
Постоянная нагрузка		$\dots \dots \dots g \cong 390$	кг/м ²
Полезная нагрузка		$\dots \dots \dots p = 400$	"
Полная нагрузка		$\dots \dots \dots q = 790$	кг/м ²

Изгибающие моменты.

$$\text{Пролетные} \dots \dots M_1 = M_4 = \frac{1}{10} (g + p) l^2 = \frac{1}{10} \cdot 790 \cdot 2,5 \cdot 100 = 49375 \text{ кгсм}$$

$$M_2 = M_3 = \frac{1}{12} \cdot 790 \cdot 2,5^2 \cdot 100 = 41145 \text{ кгсм}$$

$$\text{Опорные} \dots \dots M_B = M_D = -\frac{1}{9} (g + p) l^2 = -\frac{1}{9} \cdot 790 \cdot 2,5^2 \cdot 100 = -54860 \text{ кгсм}$$

$$M_C = -\frac{1}{12} \cdot 790 \cdot 2,5^2 \cdot 100 = -41145 \text{ кгсм}$$

Подбор сечений.

В крайних пролетах.

По таблице II, при $\sigma_s = 1200 \text{ кг/см}^2$ и $\sigma_b = 40 \text{ кг/см}^2$

$$h_1 = 0,411 \sqrt{\frac{49375}{100}} = 9,1 \text{ см}$$

$$F_c = 0,00228 \sqrt{49375 \cdot 100} = 5,07 \text{ см}^2.$$

Берем $F_c = 11 \varnothing 8 \text{ мм} = 5,58 \text{ см}^2$.

Расстояние между стержнями $\frac{100}{11} = 9,1 < 15 \text{ см}$

Полная толщина плиты $9,1 + 0,4 + 1,5 = 11 \text{ см}$, т. е. соответствует ранее принятой. Если бы она отличалась более чем на 5%, то потребовалось бы произвести расчет при другой толщине и другом собственном весе плиты.

В средних пролетах

$$h_1 = 0,411 \sqrt{\frac{41145}{100}} = 8,3 \text{ см}$$

$$F_c = 0,00228 \sqrt{41145 \cdot 100} = 4,62 \text{ см}, \text{ т. е. } 10 \varnothing 8 \text{ мм} = 5,03 \text{ см}^2$$

$$h = 8,3 + 0,4 + 1,3 = 10 \text{ см}.$$

При сохранении в средних пролетах той же толщины плиты, что и в крайних, т. е. 11 см, сечение железа уменьшится и может быть определено по формуле (15)

$$F_s = \frac{M}{\gamma_s h_1 \sigma_s} = \frac{41145}{\gamma_s 9,1 \cdot 1200} = 4,31 \text{ см}.$$

Берем $F_c = 9 \varnothing 8 \text{ мм} = 4,53 \text{ см}^2$.

На опоре:

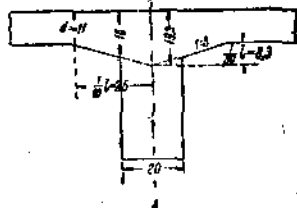
$$h_1 = 0,411 \sqrt{\frac{54860}{100}} = 9,6 \text{ см}$$

$$F_c = 0,00228 \sqrt{54860 \cdot 100} = 5,34 \text{ см}^2, \text{ т. е. } 11 \varnothing 8 \text{ мм} = 5,53 \text{ см}^2$$

$$h = 9,6 + 0,4 + 1,5 = 11,5 \text{ см} \sim 12 \text{ см}.$$

В действительности, теоретическая высота сечения плиты над опорой будет больше найденной, а именно при вутах, длиной $\frac{1}{10} l$ (считая от оси балки) и высотой $\frac{1}{30} l$, h равно около 19 см и $h_1 = 17 \text{ см}$ (черт. 208), а следовательно, и необходимое сечение железа будет меньше

$$(15) \quad F_c = \frac{54860}{\gamma_s \cdot 17 \cdot 1200} = 3,07 \text{ см}^2, \text{ т. е. } 7 \varnothing 8 \text{ мм} = 3,52 \text{ см}.$$



Черт. 208.

Для уменьшения количества железа над опорой, можно вести расчет не по сечению над осью балки, а в месте примыкания плиты к ребру, где $h = 16 \text{ см}$ и $h_1 = 14 \text{ см}$, уменьшив опорный момент до $\frac{4}{5}$ его величины *:

$$F_s = \frac{54860 \cdot 4}{\gamma_s \cdot 14 \cdot 1200 \cdot 5} = 3,0 \text{ см},$$

что близко подходит к предыдущему.

* Kersten C. Der Eisenbetonbau, Teil 1, 1922, S. 241.

Так как в плите с равными пролетами в средних ее пролетах, при загрузке крайних, могут появляться отрицательные моменты, то рекомендуется в верхней зоне плиты средних пролетов укладывать 3—4 непрерывных стержня той же толщины или меньшей, например, в данном случае 6 мм.

Распределительные стержни должны составлять (по „Нормам“) не менее 15% от сечения рабочей арматуры, т. е. примерно $5,53 \cdot 0,15 = 0,83 \text{ см}^2$. Берем $4\varnothing 6 \text{ мм}$ на 1 м, при расстоянии между ними $100:4 = 25 \text{ см}$.

б) Точный расчет (по таблицам Винклера) *.

Принимаем толщину плиты в 10 см.

Постоянная нагрузка $g = 240 + 125 = 365 \text{ кг/м}^2$.

Полезная нагрузка $p = 400 \text{ кг/м}^2$.

Крайние пролеты.

Наибольший момент в пролете для $\frac{x}{l} = 0,4$

$$M_1 = M_2 = (0,077 \cdot 365 + 0,099 \cdot 400) \cdot 2,5^2 \cdot 100 = 42315 \text{ кгсм}$$

$$h_1 = 0,411 \sqrt{\frac{42315}{100}} \cong 8,5 \text{ см}$$

$$F_c = 0,00228 \sqrt{42315 \cdot 100} = 4,69 \text{ см}^2.$$

Берем

$$F_c = 10\varnothing 8 \text{ мм} = 5,03 \text{ см}^2$$

$$h = 8,5 + 0,4 + 1,1 = 10 \text{ см}.$$

Наибольшие опорные моменты

$$M_E = M_D = -(0,107 \cdot 365 + 0,121 \cdot 400) \cdot 2,5^2 \cdot 100 = -54058 \text{ кгсм}.$$

При наличии вут у плиты, по длине в $\frac{1}{10} l$ (до оси балок) и по высоте $\frac{1}{30} l$, сечение арматуры над опорой определяется по высоте, отсекаемой продолжением нижней плоскости вута с осью балки, имеющей ширину (предположительно) в 20 см (черт. 209).

Таким образом, при $h = 18,3 \text{ см}$ и $h_1 = 18,3 - 2,3 = 16 \text{ см}$

$$F_c = \frac{M}{\gamma_s h_1 \sigma_c} = \frac{54058}{\gamma_s \cdot 16 \cdot 1200} = 3,22 \text{ см}^2, \text{ т. е. } 7\varnothing 8 = 3,52 \text{ см}^2.$$

Однако, при указанных размерах вут более опасное сечение, чем над осью балки, получается обычно у начала вут, где толщина плиты $d = 10 \text{ см}$. Поэтому иногда количество арматуры над опорой определяют по высоте сечения у начала вут.

Для этого прежде всего находят моменты у начала вут (черт. 209), пользуясь таблицей Винклера

$$x = 250 - 25 = 225 \text{ см}$$

$$\frac{x}{l} = \frac{225}{250} = 0,9$$

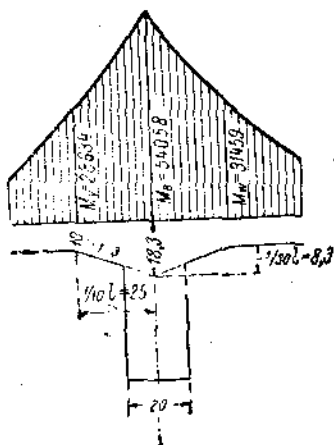
$$M_v = -[0,051 \cdot 365 + 0,068 \cdot 400] \cdot 2,5^2 \cdot 100 = -28634 \text{ кгсм}, x = 250 + 25 = 275 \text{ см}$$

$$\frac{x}{l} = \frac{275}{250} = 1,1; M_w = -[0,059 \cdot 365 + 0,072 \cdot 400] \cdot 2,5^2 \cdot 100 = -31459 \text{ кгсм}.$$

Сечение железа по большему изгибающему моменту M_w :

$$F_c = \frac{M}{\gamma_s \cdot h_1 \cdot \sigma_c} = \frac{31459}{\gamma_s \cdot 8,5 \cdot 1200} = 3,52 \text{ см}^2, \text{ т. е. } 7\varnothing 8 \text{ мм} = 3,52 \text{ см}^2.$$

* См. приложение IV.



Черт. 209.

При отсутствии вут высота сечения над опорой будет

$$h = 10 + \frac{20}{6} = 13,3 \text{ см} \text{ и } h_1 = 13,3 - 2,3 = 11 \text{ см}$$

и сечение железа:

$$F_s = \frac{54058}{\frac{7}{8} \cdot 11 \cdot 1200} = 4,68 \text{ см}^2 \text{ или } 10 \varnothing 8 \text{ мм} = 5,03 \text{ см}^2,$$

т. е. столько же стержней, сколько и в пролете.

Средние пролеты.

Наибольший (положительный) момент для $\frac{x}{l} = 0,5$:

$$M_2 = M_3 = (0,036 \cdot 365 + 0,080 \cdot 400) \cdot 2,5^2 \cdot 100 = 28212 \text{ кгсм.}$$

Наименьший (отрицательный) момент по середине пролета:

$$M_2 = M_3 = (0,036 \cdot 365 - 0,045 \cdot 400) \cdot 2,5^2 \cdot 100 = -3037 \text{ кгсм.}$$

При одинаковой толщине плиты во всех пролетах, т. е. при $d = 10 \text{ см}$ и $h_1 = 8,5 \text{ см}$.

Сечение нижней арматуры

$$h_1 = c_1 \sqrt{\frac{M}{b}}; \quad 8,5 = c_1 \sqrt{\frac{28212}{100}}; \quad c_1 = 0,506; \quad \sigma_s = 30,9 \text{ кг/см}^2$$

$$F_s = 0,00181 \cdot \sqrt{28212 \cdot 100} = 3,04 \text{ см}^2, \text{ т. е. } 7 \varnothing 8 \text{ мм} = 3,52 \text{ см}^2,$$

или по приближенной формуле

$$F_s = \frac{M}{\frac{7}{8} h_1 \cdot \sigma_s} = \frac{28212}{\frac{7}{8} \cdot 8,5 \cdot 1200} = 3,16 \text{ см}^2.$$

Сечение верхней арматуры

$$F_s = \frac{3037}{\frac{7}{8} \cdot 8,5 \cdot 1200} = 0,42 \text{ см}^2,$$

что составляет меньше одного стержня. По конструктивным соображениям, обыкновенно, укладывают не менее трех стержней.

Над средней опорой С:

$$M_c = -(0,071 \cdot 365 + 0,107 \cdot 400) \cdot 2,5^2 \cdot 100 = 42947 \text{ кгсм.}$$

Сечение железа:

$$F_s = \frac{42947}{\frac{7}{8} \cdot 16 \cdot 1200} = 2,56 \text{ см}^2, \text{ т. е. } 5 \varnothing 8 \text{ мм} = 2,52 \text{ см}^2.$$

В действительности этих стержней всегда получается больше, принимая в расчет верхние (3—4) стержня.

Более полное использование обоих материалов может быть достигнуто, если для средних пролетов взять толщину плиты строго по расчету, а именно:

$$h_1 = 0,411 \sqrt{\frac{28212}{100}} = 6,9 \text{ см};$$

берем

$$h = 9,0 \text{ см},$$

тогда

$$h_1 = 7,5 \text{ см}.$$

Нижняя арматура:

$$F_s = \frac{28212 *}{\frac{7}{8} \cdot 7,5 \cdot 1200} = 3,58 \text{ см}^2, \text{ т. е. } F_s = 8 \varnothing 8 \text{ мм} = 4,02 \text{ см}^2.$$

* Без поправки на изменение собственного веса плиты.

Верхняя арматура:

$$F_s = 3 \varnothing 8 \text{ мм} = 2,01 \text{ см}^2.$$

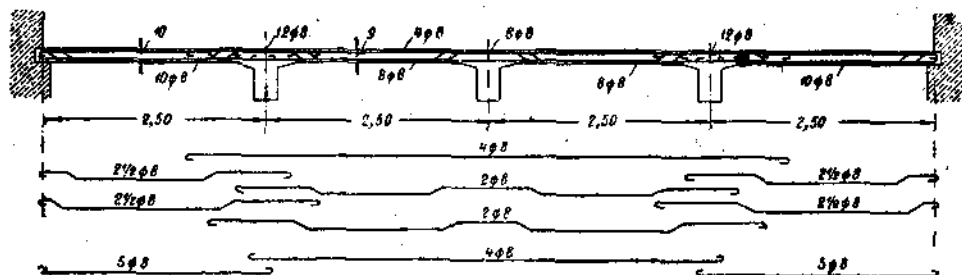
Над опорами *B* и *D* при прежних размерах вут:

$$F_s = \frac{54058}{7/8 \cdot 15 \cdot 1200} = 3,44 \text{ см}^2, \text{ т. е. } F_s = 7 \varnothing 8 \text{ мм} = 3,52 \text{ см}^2.$$

Над опорой *C*:

$$F_s = \frac{42947}{7/8 \cdot 15 \cdot 1200} = 2,73 \text{ см}^2 \text{ или } F_s = 6 \varnothing 8 \text{ мм} = 3,02 \text{ см}^2,$$

в действительности над опорами *B* и *D* будет $12 \varnothing 8 \text{ мм}$ (9 — отогнутых и 3 — верхних прямых) и над опорой *C* — $7 \varnothing 8 \text{ мм}$.



Черт. 210.

Распределительная арматура: по низу $4 \varnothing 6 \text{ мм}$, по верху $3 \varnothing 6 \text{ мм}$.

На черт. 210 показано расположение арматуры в четырехпролетной плите согласно последнего расчета при неодинаковой толщине плиты.

2. Ребра (гравовые балки).

Согласно § 32 Вр. норм расчетный пролет $l = 6,00 + 0,15 \cdot 2 = 6,30 \text{ м}$. Предварительно принимаем (см. стр. 123):

$$h = \frac{1}{12} l = \frac{630}{12} \approx 53 \text{ см}.$$

Полезная высота $h_1 = 53 - 6 = 47 \text{ см}$ ($a = 6 \text{ см}$).

Принимаем ширину ребра $b_1 = 20 \text{ см}$ и толщину плиты $d = 10 \text{ см}$.

Нагрузка (черт. 207 и 211):

Собственный вес $(2,5 \cdot 0,10 + 0,20 \cdot 0,43) \cdot 2400$	= 806 кг/м
Вес пола и штукатурки $2,5 \cdot 125$	= 313 "
Полезная нагрузка $2,5 \cdot 400$	= 1000 "

$$\text{Полная нагрузка} \dots \approx 2120 \text{ кг/м}$$

$$\text{Момент } M = \frac{2120 \cdot 6,30^2}{8} \cdot 100 = 1051785 \text{ кгс.м}.$$

Расчетная ширина плиты b (черт. 211) по Вр. нормам НКПС:

$$b \approx B = 2,50 \text{ м}; \quad \approx \frac{l}{3} = \frac{6,30}{3} = 2,10 \text{ м}; \quad \approx 16d = 16 \cdot 10 = 160 \text{ см}.$$

По Германским нормам 1925 г.:

$$b \approx B = 2,50 \text{ м}; \quad \approx \frac{l}{2} = \frac{6,30}{2} = 3,15 \text{ м}; \quad \approx 12d + b_1 + 2b_s =$$

$$= 12 \cdot 10 + 20 + 2 \cdot 15 = 170 \text{ см}.$$

* Без поправки на изменение собственного веса плиты.

Принимаем $b = 170$ см.
По формуле (32):

$$x = 0,14 \sqrt{\frac{1\,051\,785}{170}} = 11,0 \text{ см.}$$

Нейтральная ось проходит через ребро всего в расстоянии 1,0 см от нижней грани плиты.

Приблизленно по таблице II.

Полагая $\sigma_s = 25 \text{ кг/см}^2$ и при $\sigma_s = 1\,200 \text{ кг/см}^2$:

$$h_1 = 0,604 \sqrt{\frac{1\,051\,785}{170}} = 47,5 \text{ см.}$$

$$F_s = 0,00150 \sqrt{1\,051\,785 \cdot 170} = 20,05 \text{ см}^2.$$

Точнее по формулам (34) и (33):

$$h_1 = \frac{2}{3} d + \left(\frac{d \cdot \sigma_s}{2n} + \frac{M}{b \cdot d} \right) \cdot \frac{1}{\sigma_s} = \frac{2}{3} \cdot 10 + \\ + \left(\frac{10 \cdot 1\,200}{2 \cdot 15} + \frac{1\,051\,785}{170 \cdot 10} \right) \cdot \frac{1}{25} = 47,4 \text{ см}$$

$$F_s = \frac{M}{\sigma_s \left(h_1 - \frac{d}{2} \right)} = \frac{1\,051\,785}{1\,200 (47,4 - 5)} = 20,86 \text{ см}^2.$$

Разница в результатах по сравнению с предыдущим расчетом получилась незначительная в виду того, что нейтральная ось проходит близко к плите. При низком расположении нейтральной оси (большой высоте балки) разница получилась бы более существенной.

Так как полученная (при обоих вычислениях) полезная высота незначительно отличается от принятой, то вторичного расчета при новых данных не требуется.

Берем $F_s = 6 \varnothing 21 \text{ мм} = 20,76 \text{ см}^2$.
Взятая здесь несколько меньшая площадь сечения железа допустима, так как формула (33) дает запас прочности.

Наименьшая ширина ребра по формуле (27):

$$b_1 = 4 + 2,5(m - 1) + md = 4 + 2,5(3 - 1) + 3 \cdot 2,1 = 14,8 < 20 \text{ см.}$$

Наименьшее расстояние a :

$$a = 2 + 2,1 + \frac{2,5}{2} = 5,4 \text{ см.}$$

Полная высота:

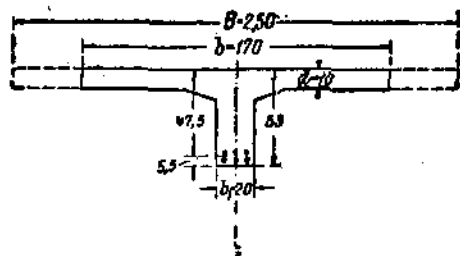
$$h = 47,5 + 5,5 = 53 \text{ см.}$$

При допущении более высокого напряжения в бетоне, высота балки получится меньше при увеличенном содержании арматуры. Например, при $\sigma_s = 35 \text{ кг/см}^2$ и $\sigma_s = 1\,200 \text{ кг/см}^2$: $h_1 = 36 \text{ см}$ и $h = 36 + 6 = 42 \text{ см}$

$$F_s = 27,15 \text{ см}^2, \text{ т. е. } 6 \varnothing 24 \text{ мм} = 27,12 \text{ см}^2.$$

Проверка напряжений.

После установления высоты балки и сечения арматуры произведем проверку напряжений по точным формулам.



Черт. 211.

Дано: $d = 10$ см, $h_1 = 47,5$ см, $b = 170$ см, $F_s = 20,76$ см² и $M = 1\,051\,785$ кгсм.

$$(28) \quad x = \frac{nh_1 F_s + \frac{bd^2}{2}}{nF_s + bd} = \frac{15 \cdot 47,5 \cdot 20,76 + \frac{170 \cdot 10^2}{2}}{15 \cdot 20,76 + 170 \cdot 10} = 11,58 \text{ см}$$

$$(29) \quad y = x - \frac{d}{2} + \frac{d^2}{6(2x-d)} = 11,58 - \frac{10}{2} + \frac{10^2}{6(2 \cdot 11,58 - 10)} = 7,85 \text{ см}$$

$$(30) \quad \sigma_s = \frac{M}{F_s(h_1 - x + y)} = \frac{1\,051\,785}{20,76(47,5 - 11,58 + 7,85)} = 1\,158 \text{ кг/см}^2$$

$$(31) \quad \sigma_b = \sigma_s \cdot \frac{x}{n(h_1 - x)} = 1\,158 \cdot \frac{11,58}{15(47,5 - 11,58)} = 24,9 \text{ кг/см}^2.$$

Этим расчет ребристого перекрытия не заканчивается, и должен быть произведен еще расчет на скалывающие и косые растягивающие напряжения и по ним определены сечения соответствующей арматуры, а в некоторых случаях и проверка на сцепление, что будет рассмотрено дальше. Там же будет приведен пример расчета ребристого перекрытия с неразрезными главными и второстепенными балками.

§ 31. Расчет на скалывающие и главные (косые) растягивающие напряжения.

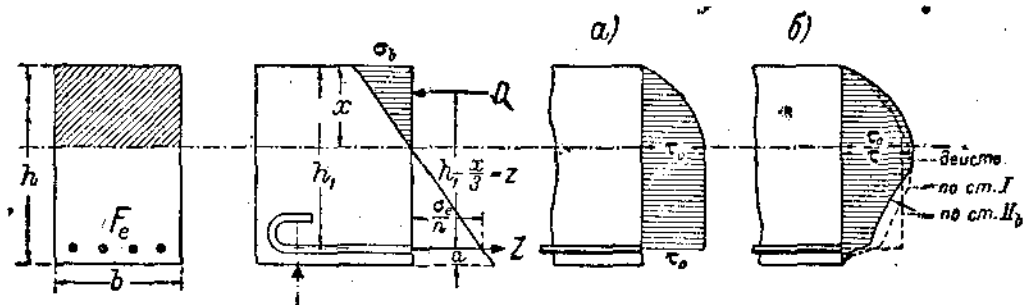
1. Скалывающие напряжения.

Железобетонные балки, в виду малого сопротивления бетона скалывающим и особенно растягивающим усилиям, требуют кроме расчета на нормальные напряжения также расчета на скалывающие и зависящие от них косые растягивающие напряжения, так как в балках возможны разрушения именно вследствие этих напряжений.

Для плит, как было уже отмечено, расчет на эти напряжения, обыкновенно, не требуется, так как они не превосходят допускаемых пределов.

При изгибе железобетонной балки, в сжатой зоне возникают, кроме нормальных, касательные напряжения, действующие, как и в однородном материале, в каждой точке по горизонтальному и вертикальному * направлениям.

Эти напряжения (скалывающие), будучи по величине равными нулю у верхней грани балки, увеличиваются по закону параболы и достигают своего наибольшего значения в нейтральном слое (черт. 212, а).



Черт. 212.

В растянутой же зоне, при допущении, что бетон не работает на растяжение, нормальные напряжения в бетоне будут равны нулю, а следовательно скалывающие напряжения (получаемые, как известно, из условия равновесия разности нормальных напряжений, действующих

* Касательные (перерезывающие) напряжения, действующие перпендикулярно к продольной оси железобетонной балки, практически играют незначительную роль.

в двух соседних сечениях балки) ниже нейтрального слоя и вплоть до растянутой арматуры не могут изменить своей величины и имеют то же значение, что и в нейтральном слое.

Только на уровне арматуры скалывающие напряжения уравниваются разницей растягивающих усилий в двух соседних сечениях арматуры, передаваясь железу сцеплением.

В действительности, вследствие участия бетона и ниже нейтральной оси, распределение скалывающих напряжений получается несколько иным (черт. 212, б), а именно: у нейтральной оси они больше расчетных, а в нижней части балок — меньше таковых, причем с увеличением нагрузки эта разница увеличивается; для сравнения пунктиром показаны диаграммы скалывающих напряжений, соответствующие расчетной стадии II, и приблизительно стадии I.

Следовательно, при определении скалывающих напряжений, при принятом способе расчета по стадии II, расчетные напряжения получаются преуменьшенными против действительных.

Как известно из курса сопротивления материалов, скалывающие напряжения в каком-либо слое MN однородного тела (черт. 213) определяются по формуле

$$\tau = \frac{Q \cdot S}{J \cdot b}, \quad (44)$$

где Q — перерезывающая сила в данном сечении,

S — статический момент относительно нейтральной оси части сечения выше рассматриваемого слоя MN ,

J — момент инерции всего поперечного сечения относительно нейтральной оси,

b — ширина сечения в рассматриваемом слое.

Распространим эту формулу сперва на железобетонную плиту или балку прямоугольного сечения с одиночной арматурой (черт. 212).

Из формулы (44) следует, что $\max \tau$ имеет место для того же слоя, что и $\max S$, т. е. для нейтрального слоя.

При прямоугольном сечении статический момент верхней половины сечения относительно нейтральной оси

$$S = bx \cdot \frac{x}{2} = \frac{bx^2}{2}.$$

Приведенный момент инерции всего сечения относительно нейтральной оси, пренебрегая, за незначительностью, моментом инерции поперечного сечения растянутой арматуры относительно собственного центра тяжести, будет

$$J = \frac{bx^3}{3} + nF_s(h_1 - x)^2$$

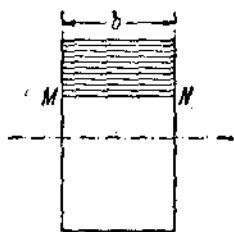
Из условия, что статический момент всего приведенного сечения относительно нейтральной оси равен 0, имеем

$$\frac{bx^2}{2} - nF_s(h_1 - x) = 0$$

$$F_s = \frac{bx^2}{2n(h_1 - x)}.$$

Подставляя значение F_s в выражение для J , получим:

$$J = \frac{bx^3}{3} + \frac{bx^2(h_1 - x)}{2} = \frac{bx^2}{2} \left(h_1 - \frac{x}{3} \right).$$



Черт. 213.

Подставляя же найденные значения S и J в формулу (44), найдем для наибольшего скалывающего напряжения в нейтральном слое

$$\tau_0 = \frac{Q \frac{bx^3}{2}}{\frac{bx^3}{2} \left(h_1 - \frac{x}{3} \right) b};$$

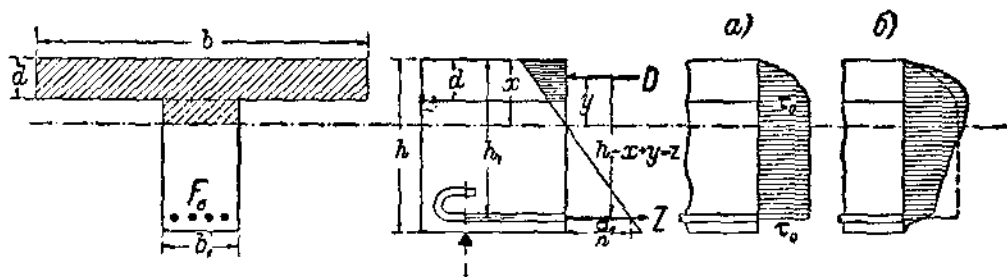
$$\tau_0 = \frac{Q}{b \left(h_1 - \frac{x}{3} \right)} = \frac{Q}{b \cdot z} \quad (45)$$

где $h_1 - \frac{x}{3} = z$ — плечо внутренней пары.

Если Q выражено в килограммах, а b и z в сантиметрах, то напряжение τ_0 получается в килограммах на кв. сантиметр.

Здесь заметим, что, так как с изменением состояния напряженности балки (стр. 47) нейтральная ось перемещается к сжатой грани сечения, то с ней перемещается также и место наибольшего значения τ_0 . После образования трещин плечо пары значительно увеличивается, причем при сильной арматуре оно равно $0,68 - 0,78h_1$, а при слабой, когда железо доведено до предела текучести, z доходит до $0,95h_1$. При общепринятом способе расчета ($n=15$) и при сечении арматуры $0,5 - 1,5\%$ $z = 0,90 - 0,95h_1$. В балке без трещин действительные скалывающие напряжения примерно на $20 - 25\%$ больше, чем по расчету для стадии II, (черт. 212).

В тавровых (ребристых) балках наибольшие значения скалывающих напряжений, при пренебрежении сжимающими напряжениями в ребре, получаются на протяжении всей высоты ребра, между нижней гранью плиты и нижней арматурой (черт. 214, а). На черт. 214, б представлено



Черт. 214.

вложено действительное распределение скалывающих напряжений, т. е. при участии бетона в растянутой зоне.

Для определения скалывающих напряжений в этих балках служит та же формула (45), подставив в нее вместо b ширину ребра b_1 и расстояние между центрами сжатия и растяжения $z = h_1 - x + y$, так что

$$\tau_0 = \frac{Q}{b_1 (h_1 - x + y)} = \frac{Q}{b_1 z}. \quad (46)$$

Из этой формулы видно, что величина скалывающих напряжений зависит не только от перерезывающей силы, но также от ширины ребра b_1 и высоты балки h и будет тем больше, чем больше расчетное Q (у опор) и чем менее b_1 и h .

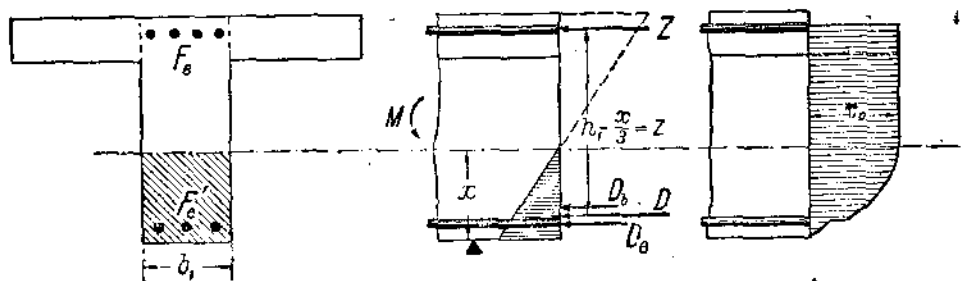
Поэтому для уменьшения слишком больших скалывающих напряжений необходимо иметь достаточные размеры (b_1 и h) балки.

определить по формуле

$$\tau_0 = \frac{Q}{b_1 \left(h_1 - \frac{d}{2} \right)} \quad (47)$$

где $\left(h_1 - \frac{d}{2} \right)$ есть наименьший предел расстояния между центрами сжатия и растяжения, т. е. по этой формуле напряжения скалывания получаются несколько большими, чем по формуле (46).

В местах закрепления и над средними опорами неразрезных балок, где возникают отрицательные моменты, обыкновенно применяется двойная арматура, при прямоугольном рабочем сечении (черт. 215). На величину скалывающих напряжений сжатая арматура оказывает только не-



Черт. 215.

значительное влияние и при определении напряжения может быть пренебрегаема.

Приблизительно, для прямоугольного сечения с одиночной или двойной арматурой, соответственно с указанием на стр. 75 можно применять формулу

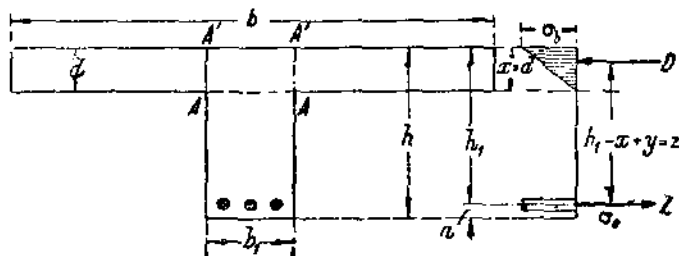
$$\tau_0 = \frac{Q}{b_1 \cdot \frac{7}{8} h_1} \quad (48)$$

Для точного же определения скалывающих напряжений в сечениях с двойной арматурой необходимо найти статический момент (S) площади сжатой части сечения бетона и приведенной площади сечения сжатой арматуры относительно нейтральной оси и приведенный момент инерции (J) всего сечения и затем подставить их значения в основную формулу

$$(44) \quad \tau = \frac{QS}{J \cdot b}.$$

Что касается величин наибольших перерезывающих сил и опорных реакций, то они определяются из построения эпюры перерезывающих сил; при равнопролетных неразрезных балках для определения их могут служить таблицы Винклера, Мейша (приложения IV и V) и другие (стр. 127), причем для расчета принимается наименее выгодное положение полезной нагрузки *.

При малой тол-



Черт. 216.

* По Германским нормам 1925 г. для гражданских сооружений, несущих преимущественно постоянную нагрузку, допускается определять расчетные перерезывающие силы и предположения полного нагружения всех пролетов.

что касательные напряжения в вертикальном сечении $A-A'$ (черт. 216), в месте примыкания полки к ребру, превзойдут допустимый предел.

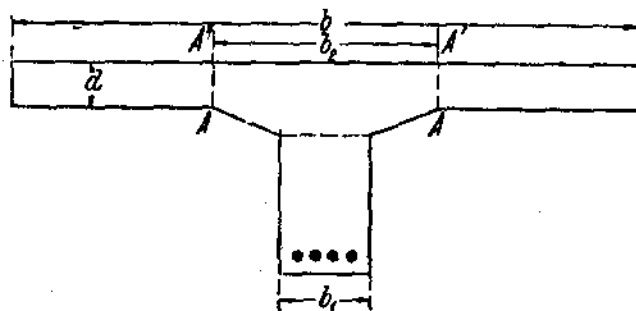
Скалывающая сила в этой вертикальной плоскости, вообще, будет меньше, чем у нейтральной оси, так как статический момент (формула 44) отрезанной части сечения меньше в отношении $\frac{b-b_1}{b}$. Поэтому, принимая равномерное распределение скалывающих напряжений в плоскостях $A-A'$, среднее значение напряжения будет

$$\tau = \frac{Q}{2d(h_1 - x + y)} \cdot \frac{b-b_1}{b} \quad (49)$$

или

$$\tau = \tau_0 \cdot \frac{b_1}{2d} \cdot \frac{b-b_1}{b} \quad (49')$$

Если плита перекрытия примыкает к ребру при посредстве вут (черт. 217), то напряжение у начала вут $A-A'$, обыкновенно, будет больше, чем в месте примыкания к ребру, и средняя величина напряжения по плоскостям $A-A'$ получится



Черт. 217.

$$\tau = \tau_0 \frac{b_1}{2d} \cdot \frac{b-b_1}{b} \quad (49'')$$

Величина скалывающих напряжений по плоскостям примыкания $A-A'$ к ребру имеет значение для прочного содействия плиты, как сжатого пояса тавровой балки (стр. 121).

Напряжение τ , по опытам Баха и Графа, может быть принято равным от 8 до 9 кг/см² **, считая, что перерезывающим усилиям будет сопротивляться и рабочая арматура плиты; если же рабочие стержни идут параллельно балке (главной), то роль таковых стержней выполняют дополнительные стержни (стр. 110).

Согласно § 58 Вр. норм, такая проверка на скалывание требуется в том случае, если принятая в расчет ширина плиты тавровой балки $b \geq 16d$.

Так как неразрезные балки, обычно, примыкают к опорам при помощи вут, то в этих местах они имеют переменную высоту, благодаря чему скалывающие напряжения имеют несколько иную величину, чем вычисленная по формуле (46).

Мёрш для определения скалывающих напряжений в переменных сечениях вут (черт. 218) вывел следующую формулу ***:

* Для обычных случаев, когда d лишь немного отличается от α .

** По проекту новых норм, допускаемое напряжение на срез между полкой тавровой балки и стенкой колеблется от 5,5 до 7,5 кг/см² (и до 12,5 кг/см² при высокосортном цементе) в зависимости от марки бетона, или $0,06R_{28}$, где R_{28} — сопротивление кубиков рабочей консистенции через 28 дней.

*** Вывод формулы: Вообще $Z = \frac{M}{z}$, откуда $dZ = \frac{z \cdot dM - Mdz}{z^2}$;

$$\frac{dZ}{dl} = \frac{1}{z} \cdot \frac{dM}{dl} - \frac{M}{z^2} \cdot \frac{dz}{dl}$$

Так как далее $\frac{dM}{dl} = Q$; $dZ = d^1 \cdot b_1 \tau_0$, приближенно $z = \frac{7}{8} h_1$ и $\frac{dz}{dl} = \frac{7}{8} \cdot \frac{dh_1}{dl} = \frac{7}{8} \operatorname{tg} \alpha$.

то

$$b_1 \tau_0 = \frac{Q}{z} - \frac{M}{z^2} \cdot \frac{7}{8} \operatorname{tg} \alpha$$

В этой формуле предполагается, что h_1 увеличивается (или уменьшается) одновременно с моментом. Если же при уменьшающемся моменте h_1 увеличивается или, наоборот, при увеличивающемся моменте h_1 уменьшается, то в формуле знак минус заменяется знаком плюс. (Это редкий случай).

$$b_1 \tau_0 = \frac{Q}{z} - \frac{M}{z^2} \cdot \frac{7}{8} \operatorname{tg} \alpha \quad (50)$$

где Q и M относятся к рассматриваемому поперечному сечению и

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{dh_1}{dl}.$$

Как видно, это выражение учитывает не только влияние перерезывающей силы, но также и несомненно существующее влияние момента при переменной высоте сечения. Произведенные опыты фирмой Вайсс и Фрейтаг подтвердили правильность означенной формулы, которая для вут дает меньшее значение τ_0 , чем при постоянной высоте сечения, так как второй член вычитается из $\frac{Q}{b_1 z}$ — величины скалывающего напряжения для призматической балки.

Исходя из очертания линий влияния, Мёрри рекомендует принимать следующие приближенные значения в сечениях:

у начала вут

$$\tau_0 = \frac{Q}{b_1 z} - \frac{M_p}{b_1 z^2} \cdot \frac{7}{8} \operatorname{tg} \alpha$$

на промежуточной опоре

$$\tau_0 = \frac{Q}{b_1 z} - \frac{\left(M_p + \frac{1}{2} M_p\right)}{b_1 z^2} \cdot \frac{7}{8} \operatorname{tg} \alpha \quad (51)$$

В этих формулах, для соответствующих сечений: Q — наибольшая перерезывающая сила, M_p — момент от постоянной нагрузки, M_p — наибольший момент от полезной нагрузки.

Пробст, признавая правильность того, что в вутах напряжения τ_0 получают меньшие значения, все же не находит особых преимуществ при пользовании формулами (51), в виду увеличения расчетной работы, а также недостаточной точности в определении α и z , и считает достаточным определять напряжения τ_0 обычным способом.

2. Главные напряжения.

Из курса же Сопротивления материалов известно, что от одновременного действия нормальных напряжений σ и касательных τ в балке возникают косые напряжения, из которых главные нормальные напряжения, наибольшие и наименьшие, выражаются формулами:

$$\sigma_1 = \frac{\sigma}{2} + \sqrt{\frac{\sigma^2}{4} + \tau^2} \quad (52)$$

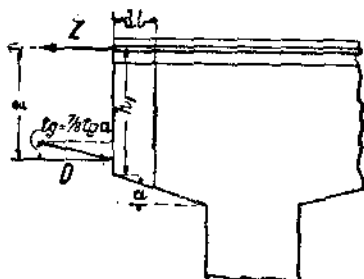
$$\sigma_{II} = \frac{\sigma}{2} - \sqrt{\frac{\sigma^2}{4} + \tau^2}, \quad (53)$$

причем угол φ , образуемый направлением их действия с осью балки, определяется

$$\operatorname{tg} 2\varphi = -\frac{2\tau}{\sigma}. \quad (54)$$

Наиболее опасными для железобетонных балок являются главные растягивающие напряжения σ , которые могут вызвать трещины в бетоне и потому должны быть восприняты соответствующей арматурой, в то время как сжимающие напряжения σ_{II} воспринимаются самим бетоном.

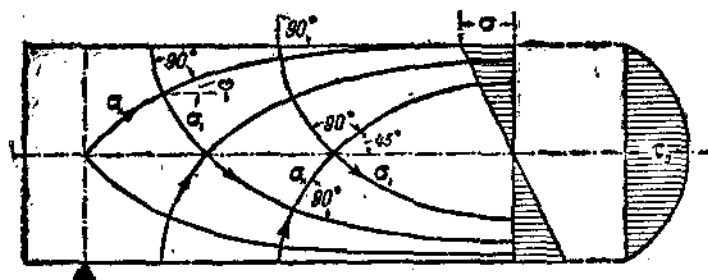
В разных точках изгибаемой балки главные напряжения различаются по величине и направлению.



Черт. 218.

Если следовать от точки к точке по направлениям главных напряжений, вычерчивая кривые, касательные к этим напряжениям, то получатся две системы кривых линий, пересекающихся под прямым углом и называемых траекториями напряжений (изостатическими линиями).

На черт. 219 показано несколько траекторий для балки прямоугольного сечения из однородного материала, лежащей на двух опорах и изгибаемой



Черт. 219.

равномерно-распределенной нагрузкой; траектории главных растягивающих напряжений расположены выпуклостью вниз.

В крайних волокнах, расположенных на верхней и нижней гранях балки, касательные напряжения $\tau = 0$, так

что одно из главных напряжений равно нормальному σ , а другое равно 0, при угле наклона $\varphi = 0$ и 90° ($\operatorname{tg} 2\varphi = 0$).

В нейтральном же слое, где нормальное напряжение $\sigma = 0$, главные напряжения будут равны касательным напряжениям:

$$\sigma_1 = -\sigma_2 = \tau_0$$

и действуют по площадкам, наклоненным под углом $\varphi = 45^\circ$ или 135°

$$(\operatorname{tg} 2\varphi = -\frac{2\tau}{\sigma} = \infty).$$

Переходя к железобетонной балке, заметим, что здесь также главное растягивающее напряжение в сжатой зоне

$$\sigma_1 = \left(-\frac{\sigma}{2}\right) + \sqrt{\frac{\sigma^2}{4} + \tau^2}$$

по мере приближения к нейтральной оси все время будет возрастать по абсолютной величине и в нейтральном слое при $\sigma = 0$ будет равно скалывающему, т. е.

$$\sigma_1 = \tau_0$$

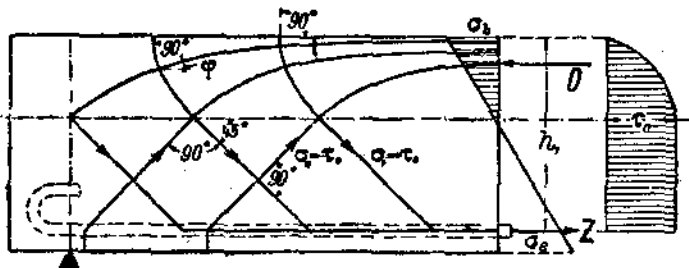
(55)

Ниже нейтральной оси, при допущении, что нормальные растягивающие напряжения в бетоне не существуют, т. е. $\sigma = 0$, а скалывающие напряжения по всей высоте равны τ_0 , σ_1 и σ_2 также сохраняют свое постоянное значение, равное τ_0 , и действуют по площадкам, наклоненным к нейтральной оси под углом 45° и 135° . Следовательно, части траекторий растягивающих напряжений от нейтральной оси и до центра арматуры можно изобразить прямыми линиями (черт. 220), направленными под углом в 45° к оси балки. Траектории главных растягивающих напряжений указывают, как следует усиливать бетон.

В действительности, принимая во внимание участие бетона в растянутой зоне, траектории напряжений и в железобетонных балках будут представлять также некоторые кривые, зависящие и от рационального расположения арматуры и от рода нагрузки, и могут быть, до некоторой степени, определены опытным путем по трещинам, получающимся по сжатым траекториям.

Как показали опыты (стр. 40), бетон значительно лучше сопротивляется скалыванию, чем растяжению, поэтому главные растягивающие

напряжения являются более опасными, и проверка прочности железобетонных балок должна производиться именно на эти напряжения, а не на скалывающие. Так как усиление бетона против главных растягивающих напряжений может потребоваться, примерно, в середине балки или у нейтральной оси, то эти напряжения и определяются для этой оси. Но, как было выведено, главное наибольшее растягивающее напряжение у нейтральной оси, в предположении стадии II, направлено к ней под углом 45° и равно по величине скалывающему напряжению.



Черт. 220.

Таким образом, вопрос о расчете на главные (косые) растягивающие напряжения приводится к определению наибольших скалывающих напряжений ($\sigma_1 = \tau_0$), почему этот расчет, обычно, называется расчетом или проверкой на скалывание.

По Единым нормам 1930 г. величина предельных главных растягивающих напряжений установлена для марок бетона 1, 2 и 3 соответственно 12, 10 и 8 кг/см². По проекту новых норм соответственно 13, 11 и 9 кг/см² *.

3. Расчет отогнутых (косых) стержней и хомутов.

Как против возникающих при изгибе нормальных растягивающих напряжений в бетоне служит нижняя растянутая арматура, так и против действующих в бетоне ребра (балки) косых растягивающих напряжений служит поперечная арматура.

Отогнутые (косые) стержни ставятся под углом 45° к оси балки соответственно траекториям напряжений (черт. 220). Эти стержни являются существенно важными для тавровых (ребристых) балок. Применение для этой цели вертикальных хомутов (подвесок) не совсем отвечает возникающим напряжениям, и отогнутые стержни заслуживают предпочтения. Отогнутые стержни являются в то же время и более экономичными, так как при них требуется меньше железа, чем при одних хомутах, рассчитанных на все косые напряжения **. Но, по конструктивным соображениям, хомуты, как известно, также весьма полезны, обеспечивая лучшую связь между сжатой зоной и растянутой арматурой и усиливая связь между слоями бетонной массы, что особенно важно в случае вынужденного перерыва при бетонировании.

В виду изложенного, на практике и применяют одновременно отогнутые (косые) стержни и хомуты ***, причем при расчете большую часть усилий относят на косые стержни, в виду их большего значения в общем сопротивлении балки.

* По Германским нормам 1925 г. τ_0 не должно превосходить 14 кг/см²; по Вр. нормам 1926 г. τ_0 не более 15 кг/см².

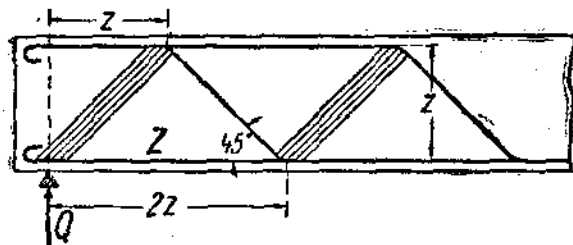
** Опыты Германской железобетонной комиссии дали следующие относительные разрушающие грузы, при одинаковом расходе железа:

1) Прямые стержни без загибов на концах крюками	1,0
2) " " с крюками	1,2
3) " " " и хомутами	1,7
4) Отогнутые стержни с крюками и хомутами	2,8

*** Между прочим, балки, снабженные хомутами, лучше сопротивляются продолжительным динамическим действиям, чем балки без хомутов.

Расчет косых стержней. Расчет этих стержней может быть произведен двумя способами: или уподобляя косые стержни растянутым раскосам решетчатой фермы, наклоненным под углом в 45° , или исходя из диаграммы косых растягивающих напряжений.

При первом способе, косые стержни располагаются на равных расстояниях, соответственно простой треугольной решетке (черт. 221), или двухрешетчатой (черт. 222) и многорешетчатой ферме, усилия в которых определяются, как усилия в раскосах соответственных ферм; при этом толщина отгибаемых стержней иногда выбирается сообразно с определенными в них усилиями.



Черт. 221.

При втором способе, исходя из диаграммы косых растягивающих напряжений, расстояния между стержнями получаются уменьшающимися к опоре, причем самые стержни вдоль балки просто распределяются графически.

Как следует из формул для скалывающих напряжений (45—48), по которым определяются величины главных растягивающих напряжений ($\sigma_1 = \tau_0$), последние, при постоянном сечении балки или ребра, пропорциональны перерезывающей силе Q в данном сечении.

Поэтому и диаграмма скалывающих напряжений (при постоянном сечении) будет совершенно подобна эпюре перерезывающих сил, вид которой зависит от рода нагрузки, а именно при равномерно-распределенной нагрузке это будет треугольник, при сосредоточенных грузах диаграмма будет ступенчатой, с уступами под грузами, а при смешанной нагрузке — трапеция или комбинация из трапеций.

Возьмем эпюру перерезывающих сил для простейшего случая свободно-лежащей балки с равномерно-распределенной нагрузкой (черт. 223).

Уменьшив ординаты эпюры в $b_1 z$, получим диаграмму скалывающих напряжений.

По этой диаграмме сумма скалывающих напряжений на любом участке балки Δc будет выражаться площадью, заключенной между ординатами $G'H' = \tau'_0$ и $K'L' = \tau''_0$, умноженной на ширину ребра (балки) b_1 , т. е.

$$\Delta T = \frac{\tau'_0 + \tau''_0}{2} \cdot \Delta c \cdot b_1. \quad (56)$$

Переходя к рассмотрению косых растягивающих напряжений, видим, что если в точке H косое растягивающее напряжение $\sigma'_1 = \tau'_0$, в точке L такое равно $\sigma''_1 = \tau''_0$, то косое усилие ΔZ_s , действующее на протяжении Δc в нейтральном слое на элементарные площадки, наклоненные к оси под углом 45° , будет передаваться на площадь

$$H''L \cdot b_1 = \Delta c \cdot \cos 45^\circ \cdot b_1 = \frac{\Delta c}{\sqrt{2}} \cdot b_1.$$

Самое же усилие ΔZ_s выразится произведением ширины ребра b_1 на площадь трапеции $H''LK''G''$, построенной на проекции $H''L$ отрезка Δc на прямую, наклоненную под углом 45° к нейтральной оси, с основа-

напряжения τ_0 и τ_0'' , и будет приложено по линии, проходящей через центр тяжести этой трапеции под углом 45° к оси балки:

$$\Delta Z_s = b_1 \frac{\tau_0' + \tau_0''}{2} \cdot \Delta c \cdot \cos 45^\circ = \frac{\tau_0' + \tau_0''}{2} \cdot \Delta c \cdot b_1 \cdot \frac{1}{\sqrt{2}}. \quad (57)$$

Сравнивая с выражением (56), можно написать, что

$$\Delta Z_s = \frac{\Delta T}{\sqrt{2}}.$$

То же значение получится, если скалывающее усилие ΔT , действующее на отрезке Δc , разложить на две силы, направленных под углом 45° к ΔT , согласно черт. 223, а.

Если это косое растягивающее усилие ΔZ_s воспринимается косым стержнем, то ось последнего должна проходить через центр тяжести S_1 трапеции косых напряжений с основаниями

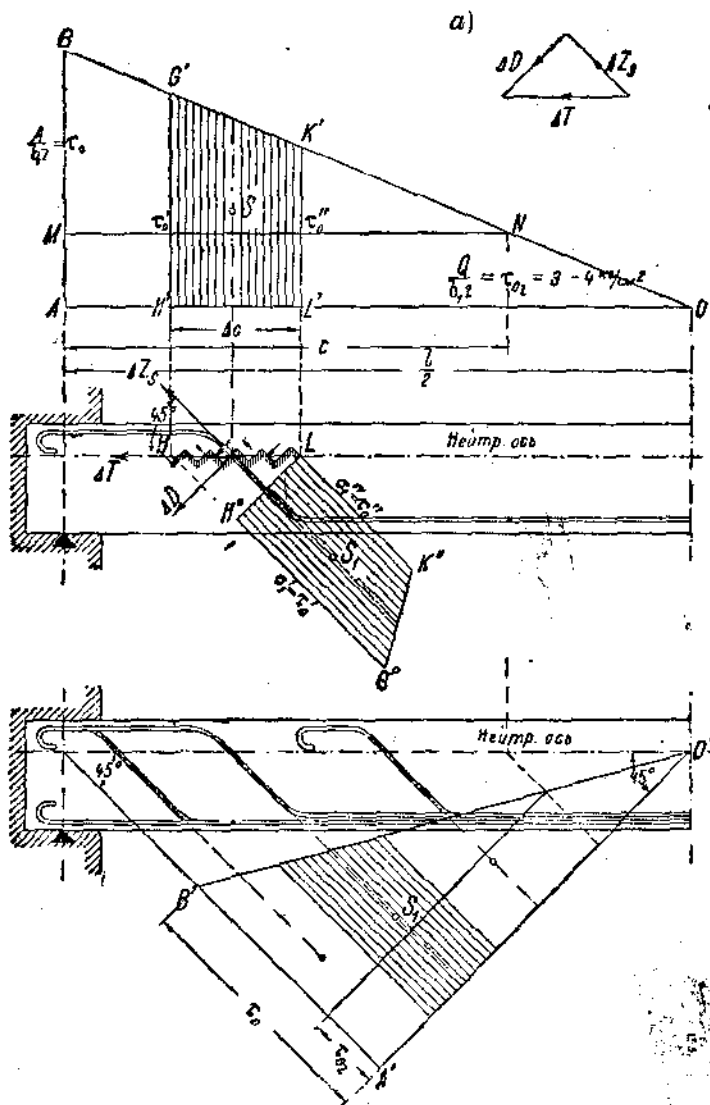
$$\sigma_1' = \tau_0' \text{ и } \sigma_1'' = \tau_0''.$$

Далее, если на диаграмме скалывающих (тоже и косых) напряжений провести прямую MN , параллельно оси абсцисс на расстоянии τ_{0n} — допускаемого напряжения (до $4,0 \text{ кг/см}^2$)*, то определится тот средний участок балки, где эти напряжения не превосходят допускаемого предела и где они могут быть восприняты даже одним бетоном. На участке же $MN = c$, на котором таковые напряжения превышают допускаемое τ_{0n} все косые растягивающие напряжения должны быть полностью восприняты косыми стержнями или косыми стержнями и хомутами вместе, совершенно не считаясь с содействием бетона в восприятии этих напряжений.

Расстояние c , на котором отгибаются стержни при равномерно-распределенной нагрузке, определяется из пропорции

$$c : \frac{l}{2} = (\tau_0 - \tau_{0n}) : \tau_0; \quad c = \frac{(\tau_0 - \tau_{0n})}{\tau_0} \cdot \frac{l}{2}. \quad (58)$$

* Применительно к Германским нормам 1916 г. и к Нормам НКПС 1926 г. (§ 39), для менее ответственных сооружений.



Черт. 223.

При нагрузке p на пог. метр, опорной реакции A и поперечной силе Q в точке N , где напряжение равно допускаемому $\tau_{\text{доп}}$, это расстояние может быть выражено так:

$$c : \frac{l}{2} = (A - Q) : A = (A - Q) : \frac{pl}{2}$$

$$c = \frac{A - Q}{p} \quad (59)$$

Полное косое растягивающее усилие, приходящееся на все косые стержни участка балки, протяжением c , будет

$$Z_s = \sum_0^c \Delta Z_s = \frac{1}{\sqrt{2}} \sum_0^c \Delta T = \frac{T}{\sqrt{2}},$$

из уравнения (56):

$$T = \sum_0^c \Delta T = \frac{\tau_0 + \tau_{02}}{2} \cdot cb_1 \quad (60)$$

$$Z_s = \frac{(\tau_0 + \tau_{02}) c \cdot b_1}{2\sqrt{2}} \quad (61)$$

Соответствующая же диаграмма косых растягивающих усилий Z_s (черт. 223) располагается обычно так, что основание ее направляется под углом в 45° к оси балки, причем конечные ее точки получаются пересечением перпендикуляров, опущенных из крайних точек участка c , лежащих на оси балки; ординаты диаграммы равны тем же значениям, что и в диаграмме скалывающих напряжений. Таким образом по диаграмме сумма косых растягивающих усилий Z_s на участке c будет равна произведению площади диаграммы на ширину балки b_1 .

Если допускаемое напряжение железа на растяжение есть σ_s , то необходимое общее поперечное сечение железа F_{ss} всех косых стержней на участке c будет

$$F_{ss} = \frac{Z_s}{\sigma_s} = \frac{(\tau_0 + \tau_{02}) c \cdot b_1}{2\sqrt{2} \cdot \sigma_s} \quad (62)$$

При известном сечении одного стержня f_{ss} * число их

$$i = \frac{F_{ss}}{f_{ss}}.$$

Найденное число стержней должно быть размещено таким образом, чтобы на каждый из них приходилась одинаковая часть усилия Z_s . Но, так как Z_s , при постоянном b_1 , пропорционально площади косых растягивающих напряжений, то на каждый стержень должна приходиться также и равная часть этой площади.

Таким образом для нанесения на нейтральной оси балки точек, через которые должны проходить косые стержни, остается разделить означенную площадь, соответствующим образом построенную, на i равных полюс и из центров тяжести каждой полосы провести прямые линии под углом 45° к нейтральной оси до пересечения их с последней.

Расчет хомутов. Прежнее предположение о работе хомутов на срезывание, т. е. как шинок составной балки или заклепок сплошных железных ферм, признается неверным. По мнению Мэрриза правильное их рассматривать как вертикальные стойки раскосной фермы, работающие на растяжение, с восходящими к середине сжатыми раскосами из бетона (черт. 224).

* Для рационального распределения отогнутых стержней лучше иметь в балке больше тонких стержней, чем мало толстых.

На этом основании хомуты или подвески рассчитываются на растяжение от вертикальной составляющей косого усилия, величина которой может быть получена разложением ΔZ_s на две силы (черт. 225).

Как видно, растягивающее усилие вдоль хомутов будет равно скалывающему: $\Delta Z_s = \Delta T$. Если все косые растягивающие напряжения должны быть восприняты хомутами (как допускают Германские нормы), то тогда для всех хомутов на протяжении s (черт. 223):

$$Z_s = \sum_0^s \Delta T = T$$

по уравнению (60):

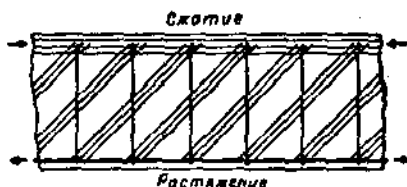
$$Z_s = \frac{\tau_b + \tau_{bs}}{2} \cdot c \cdot b_1.$$

При F_{sb} — сечении хомутов в одном ряду необходимое число таких рядов будет

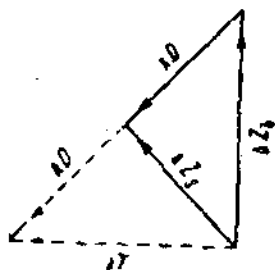
$$i = \frac{Z_s}{F_{sb} \cdot c_s} = \frac{(\tau_b + \tau_{bs}) \cdot c \cdot b_1}{2 F_{sb} \cdot c_s}.$$

Но, как было уже указано, выгоднее применять одновременно отогнутые стержни и хомуты, предоставляя последним только часть (меньшую) косых растягивающих напряжений. При этом нередко хомуты распределяются по длине s на равных расстояниях e , дальше же расстояния между ними увеличиваются, или же остаются те же.

Часть площади косых растягивающих напряжений, которая должна быть отнесена на работу хомутов, определяется следующим образом.



Черт. 224.



Черт. 225.

Если общее сечение хомутов в одном ряду равно F_{sb} , а напряжение железа на растяжение — σ_s , то растягивающее усилие, проходящееся на них, может быть выражено так:

$$Z_s' = F_{sb} \cdot \sigma_s = b_1 \cdot e \cdot \tau_b,$$

откуда найдем ту часть скалывающего напряжения в бетоне τ_b , которая будет передана хомутам

$$\tau_b = \frac{F_{sb} \cdot \sigma_s}{b_1 \cdot e}$$

(63)

Таким образом, выбрав поперечное сечение хомутов и расстояние между ними, можно определить τ_b .

Расстояние e между хомутами в зависимости от высоты балки берет от 10 до 30 см.

По Вр. нормам НКПС предельное расстояние между хомутами должно быть не более ширины ребра * и не более 15 диаметров рабочей арматуры.

Заметим, что вопрос о расчете арматуры на косые растягивающие напряжения — один из немногих в теории железобетона, который до настоящего времени не получил еще окончательного общепризнанного разрешения.

* По Вр. нормам 1926 г. — не более $1\frac{1}{2}$ ширины ребра. То же и по новому проекту норм, причем каждый хомут должен охватывать не более 5 стержней арматуры, работающей на растяжение, и не более 3 скатых стержней в одном ряду.

Существует три основных способа расчета этой арматуры:

1) Часть косых растягивающих напряжений ниже некоторого допускаемого предела передается на бетон, остальная же (большая) часть — на железо, отгибы и хомуты (Америка, СССР *).

2 **) На железо передаются полностью все косые растягивающие напряжения той части диаграммы, где эти напряжения превышают допускаемый предел, остальная же часть диаграммы, где таковые напряжения не превосходят допускаемого, передается на бетон (Австрия, Дания, Голландия, Швеция).

3) На железо (отгибы и хомуты) передаются все без исключения косые растягивающие усилия (Германия, Италия, Англия, Венгрия).

У нас находили применение до последнего времени все три указанных способа, а именно:

1) По Вр. нормам Госплана 1926 г.; „Совокупность всех внутренних косых растягивающих сил у оси в балках должна целиком восприниматься наклонными частями совместно с хомутами, не учитывая вовсе сопротивления бетона на растяжение“.

По Вр. нормам НКПС 1926 г., к этому добавляется еще условие, по которому рекомендуется хомутам передавать не более $\frac{1}{3}$ всей суммы усилий.

2) По Вр. нормам НКПС 1926 г., в неотчетливых случаях, а по инструкции Московского Губинжа 1927 г. и по Техническим условиям „Днепростроя“ 1927 г. во всех случаях, косые напряжения на участках балки, где таковые напряжения не превышают допускаемых, передаются бетону, на остальных же участках все косые усилия полностью передаются только железу.

3) По Единым нормам строительного проектирования 1930 г. часть главных растягивающих напряжений ($3, 2\frac{1}{2}, 2, 2 \text{ кг/см}^2$), в зависимости от марки бетона, передается бетону, а избыток должен быть воспринят целиком арматурой. При этом „в случае, если исчисленное таким образом растягивающее усилие, воспринимаемое арматурой, составляет менее 60% от полного растягивающего косоугольного усилия, то усилие, воспринимаемое арматурой, принимается в 60% от последней величины“ ***.

По вопросу расчета арматуры на скалывание в Германии в 1926 — 27 гг. была произведена обширная дискуссия на страницах журналов „Beton und Eisen“ и „Der Bauingenieur“, вызванная указаниями Новых германских норм 1925 г. относительно принятия всех косых растягивающих сил железом ****. Большинство авторов статей находило новые требования Норм по сравнению с прежними 1916 г. невыгодными в экономическом отношении, как вызывавшие большой расход железа, и считало их даже недостаточно обоснованными. Меньшинство же записало новые нормы, опираясь на имеющиеся исследования о роли косых растягивающих напряжений на общее сопротивление балок, причем Мёрш показал на примерах, что по этим нормам не получается большого расхода железа, чем по прежним Нормам 1916 г.

Однако, следует заметить, что такого рода результаты можно достигнуть только при умелом и очень тщательном конструировании, не всегда достижимом на практике из-за недостатка времени. Можно с уверенностью сказать, что при обычном конструировании расход железа по Новым германским нормам в большинстве случаев будет получаться больше, чем по Нормам 1916 г.

Для окончательного же решения вопроса, какой же способ расчета железа на скалывание является наиболее обоснованным, требуется, как это высказали некоторые участники указанной дискуссии, производство новых, вполне исчерпывающих, опытов с неразрезными балками.

* По Единым нормам строительного проектирования 1930 г.

** Способ, рассмотренный выше (стр. 155).

*** По Новому проекту норм рекомендуется большую часть растягивающей силы передавать на косую арматуру; затем, в случае если расчетные величины касательных напряжений не превосходят величин 5,2; 4,4 и 3,6 кг/см², в зависимости от марки бетона, то, вообще, не требуется какой-либо арматуры для восприятия главных растягивающих напряжений, и она ставится по конструктивным соображениям.

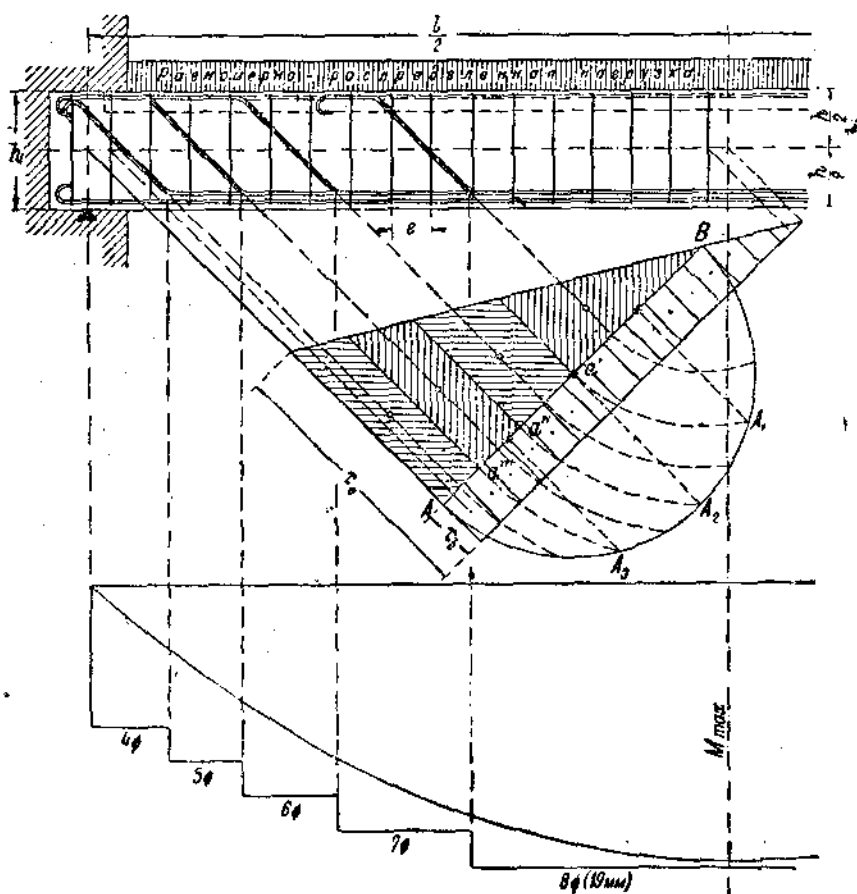
**** По Германским нормам 1925 г. (§ 18 п. 4) различаются 2 случая:

1) $\tau_p \leq 4,0 \text{ кг/см}^2$ (5,5 кг/см² — при высокосортном цементе) — никакого расчета отогнутых стержней и хомутов не требуется и

2) $\tau_p > 4,0 \text{ кг/см}^2$ (> 5,5 кг/см² при высокосортном цементе) — все скалывающие напряжения должны быть восприняты отогнутыми стержнями или хомутами, или обоими вместе.

Относительно положения основной линии (базиса), по которой распределяются косые стержни, также не установилось одинакового взгляда. Многие Нормы вовсе не указывают положения этой линии, и в этих случаях она обычно принимается на высоте нейтральной оси, как это сделано на черт. 223.

Мёрш считает более правильным относить диаграмму косых напряжений не к нейтральной оси, а к линии, проведенной на половине высоты между растянутой арматурой и нижней гранью плиты, на том основании, что отогнутые стержни должны собирать и воспринимать косые растягивающие напряжения не только у нейтральной оси, но по всей высоте



Черт. 226.

балки. При таком положении этой линии косые стержни располагаются несколько ближе к опорам, где они наиболее необходимы.

По Германским нормам 1925 г. основная линия диаграммы проводится на половине высоты между нижней и верхней гранями балки*.

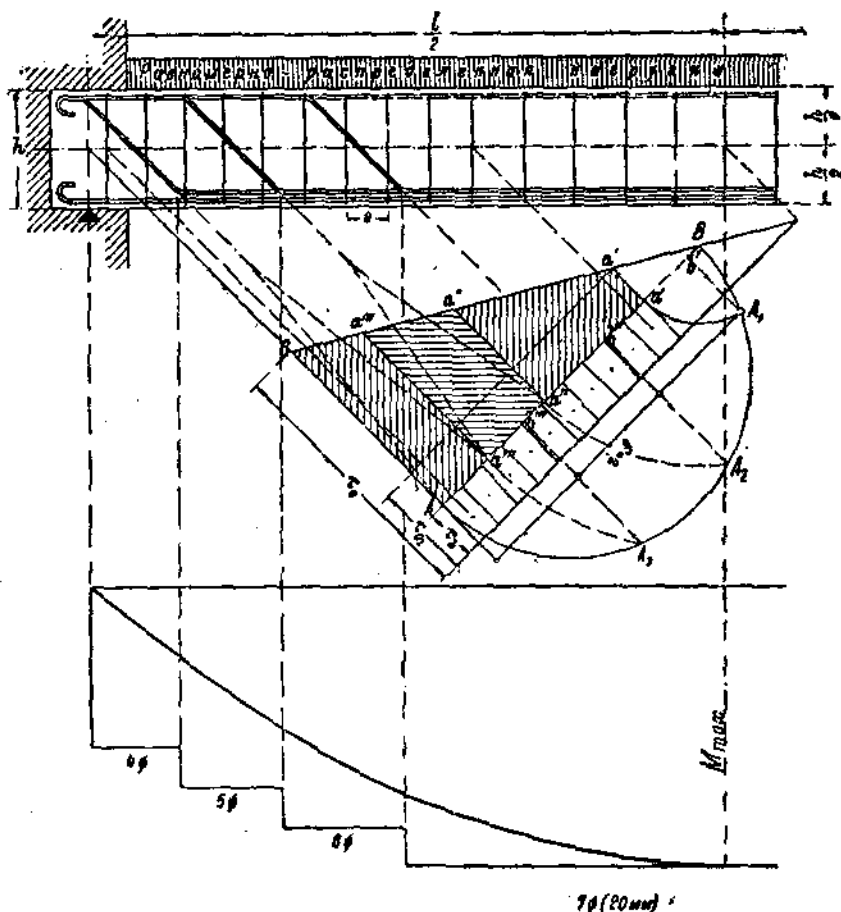
Возвращаясь опять к простейшему нашему случаю — свободно лежащей балке на двух опорах с равномерно-распределенной нагрузкой, — найдем, что при передаче всех косых растягивающих усилий на железо (отгибы и хомуты), как требует большинство действующих норм, сумма означенных напряжений на полупролете $\frac{l}{2}$ будет равна

$$Z_s = \frac{\tau_0 \cdot b_1 l}{4 \sqrt{2}}. \quad (61)$$

* Такое же положение основной линии принято и по нашему новому проекту норм Вр. нормы 1926 г. не дают никаких указаний о положении этой линии.

Произведем для этого случая графическое распределение отогнутых стержней и хомутов (черт. 226).

По найденной у опоры величине скалывающего напряжения τ_0 строим диаграмму косых растягивающих напряжений, отнеся ее к оси, проведенной по середине высоты балки. Затем, определив по формуле (63) ту часть скалывающих напряжений τ , которая передается на хомуты, отнимаем от площади косых напряжений полосу высотой τ_0 ; остальную же площадь, при одинаковом диаметре отогнутых стержней, разделяем на равные части по числу отгибаемых стержней (4) и переносим их центры тяжести на основную линию.



Черт. 227.

Разделение площади треугольника на равные части производится очень просто при помощи полуокружности, построенной на основании AB , как на диаметре, для чего последняя разделяется на равные части (в данном случае 4) и из точек деления восстанавливаются перпендикуляры до пересечения с окружностью; затем из точки B , как центра, делаются засечки радиусами $BA_1, BA_2, BA_3, \dots$, получая на основании точки раздела a', a'' и a''' .

Если отгибаемые стержни неодинаковой толщины, то основание треугольника (диаметр полуокружности) разделяется не на равные части, а пропорционально площадям поперечного сечения стержней.

Для нахождения центров тяжести отдельных трапеций, можно диаметр полуокружности сразу разделить на число частей, в два раза более отгибаемых стержней.

Можно поступать и так (черт. 227): одна из непараллельных сторон каждой трапеции делится на три равные части и через полученные точки и противоположные вершины трапеции проводятся прямые до взаимного пересечения, через точки которого и проводятся прямые под $\angle 45^\circ$ для точного определения положения отгибов.

В случае когда расчет на скалывание производится по второму способу, т. е. когда часть косых растягивающих напряжений на участках ниже допускаемого передается на бетон (черт. 227), вся площадь напряжений, передаваемых косым стержням, представляет трапецию, которая также может быть разделена на равные части при помощи полукружностей, построенной на AB как на диаметре.

Для этого из угла B описывается дуга радиусом Ba' до пересечения с окружностью в точке A'' , из которой проводится линия, параллельная AB , до пересечения с продолжением стороны AC , чем определяется длина распределительного отрезка, разделяемого на равные части по числу отгибаемых стержней (в данном случае 3). Затем как и в предыдущем случае, восстанавливаются перпендикуляры до пересечения с полукружностью, и из угла B описываются дуги через точки пересечения перпендикуляров с полукружностью до встречи с диаметром в точках a' , a'' и a''' , через которые и проводят линии, параллельные AC , разделяющие трапецию $ACa'a''$ на равновеликие части*.

Для нахождения центров тяжести трапеций поступают по вышеуказанному.

Размещение хомутов вдоль балки не представляет никаких затруднений, так как они располагаются на выбранных расстояниях.

Когда часть скалывающих напряжений до допускаемой величины (например $2,5 \text{ кг/см}^2$) передается на бетон**, то излишек косых растягивающих усилий, передаваемых на железо, в случае простой балки с равномерно-распределенной нагрузкой, будет равен

$$Z_s = \frac{(\tau_0 - \tau_{02}) b_1 c}{2 \sqrt{2}} \quad (65),$$

где

$$c = \frac{\tau_0 - \tau_{02}}{\tau_{03}} \cdot \frac{l}{2}.$$

Если обозначить диаметр и число отгибаемых стержней на участке с через d и m , а диаметр и число двойных хомутов через d_1 и m_1 , то можно написать уравнение.

$$Z_s = (F_{ss} + F_{ss} \cos 45^\circ) \sigma_s = \left(md^2 + \frac{2m_1 d_1^2}{\sqrt{2}} \right) \frac{\pi}{4} \sigma_s \quad (66)$$

из которого по выбранным d и d_1 , m и m_1 и найденному Z_s можно определить среднее напряжение железа на растяжение.

* Действительно:

$$BA_1^2 = AB \cdot Bb'; \quad BA_2^2 = AB \cdot Bb''; \quad BA_3^2 = AB \cdot Bb'''$$

$$\frac{\text{пл. } a'a''a'''}{\text{пл. } Ba''''a'''} = \frac{BA_2^2 - BA_1^2}{BA_3^2} \quad (1)$$

$$\frac{\text{пл. } a'a''a'''}{\text{пл. } Ba''''a'''} = \frac{BA_3^2 - BA_1^2}{BA_3^2} \quad (2)$$

$$\frac{\text{пл. } a'a'AC}{\text{пл. } Ba''''a'''} = \frac{BA_2^2 - BA_1^2}{BA_3^2} \quad (3)$$

$$\frac{\text{пл. } a'a''a'''}{\text{пл. } a'a'AC} = \frac{BA_2^2 - BA_1^2}{BA_2^2 - BA_1^2} = \frac{BA (Bb'' - Bb')}{BA (BA - Bb')} = \frac{1}{3} \quad (1)$$

$$\frac{\text{пл. } a'a''a'''}{\text{пл. } a'a'AC} = \frac{BA_3^2 - BA_1^2}{BA_2^2 - BA_1^2} = \frac{BA (Bb''' - Bb')}{BA (BA - Bb')} = \frac{2}{3} \quad (2)$$

** По Единым нормам 1930 г. и по новому проекту норм, а также по Американским нормам 1924 г.

Во всех случаях при отгибании стержней следует наблюдать за тем, чтобы остающаяся нижняя рабочая арматура соответствовала величинам изгибающих моментов у мест отгибов. С этой целью вычерчивают эпюру наибольших моментов и эпюру тех моментов, которые балка может воспринять в каждом сечении, при наличии остающейся в ней растянутой арматуры (черт. 226 и 227). Величины последних моментов, в зависимости от площади сечения железа, определяются по формуле: $M = F_s \sigma_s \cdot z$, где z — плечо внутренней пары *.

Эпюра этих моментов, называемая также „эпюрой отгибов“, получает ступенчатый вид, причем углы ступеней нигде не должны заходить во внутрь эпюры наибольших моментов, или, другими словами, эпюра отгибов везде должна покрывать эпюру моментов.

Дальше на примерах показано распределение отогнутых стержней в простых и неразрезных балках для случаев равномерно-распределенной нагрузки и сосредоточенных грузов.

Для этих наиболее часто встречающихся случаев нагрузки, распределение отгибов обычно и производится по приведенному способу.

Для любого же положения нагрузок непосредственная точная разбивка диаграммы косых растягивающих напряжений на площади, пропорциональные сечениям отдельных отогнутых стержней, уже становится затруднительной, и в этих случаях распределение косых стержней может быть произведено с помощью эпюры моментов. Этот способ основан на том, что в балке постоянного поперечного сечения скалывающая сила на некотором участке балки равна приращению изгибающего момента, деленному на плечо внутренней пары, т. е. $T = \frac{\Delta M}{z}$. Разбивка же ΔM на части, пропорциональные сечениям отдельных стержней, без особых затруднений может быть выполнена во всех случаях **.

В заключение заметим, что так как расчет арматуры на скалывание в балке, вообще говоря, производится по воображаемому положению нагрузок, которое обычно не будет иметь места в действительности, при расчете балок гражданских сооружений точное распределение косых стержней и хомутов, требующее затраты времени, делается только в исключительных случаях. Обыкновенно же, при известной опытности конструктора, распределение косых стержней может быть произведено достаточно рационально и без построения диаграммы.

Пример 1. Произвести расчет отогнутых (косых) стержней и хомутов в ребристом перекрытии, при данных примера, приведенного на стр. 140—146:

$$l = 6,30 \text{ м}, \quad l_0 = 6,00 \text{ м}, \quad b_1 = 20 \text{ см}$$

$$h = 53 \text{ см}, \quad h_1 = 47,5 \text{ см}, \quad F_s = 6 \text{ } \varnothing 21 \text{ мм} = 20,76 \text{ см}^2,$$

$$M = 1051785 \text{ кгсм} \quad \text{и} \quad p = 2120 \text{ кг/м}^2$$

$$x = 11,58 \text{ см}, \quad y = 7,85 \text{ см}, \quad z = h_1 - x + y = 43,8 \text{ см}$$

$$A = \frac{2120 \cdot 6,30}{2} = 6678 \text{ кг}.$$

* Для вычисления этих моментов обычно довольствуются приближенными формулами $M = F_s \sigma_s \cdot \left(h_1 - \frac{d}{2} \right)$ — для таврового сечения и $M = F_s \sigma_s \cdot \frac{7}{8} h_1$ — для прямоугольного сечения.

** Löser, В. Bemessungsverfahren, 1930, § 85.

Лёзер, В. Практические методы расчета железобетонных сооружений, 1931, стр. 63—95.

„Beton Kalender“, 1931, стр. 330.

Bayerl, R. Praktisches Konstruieren von Eisenbetonhochbauten. 1930, S. 95—102.

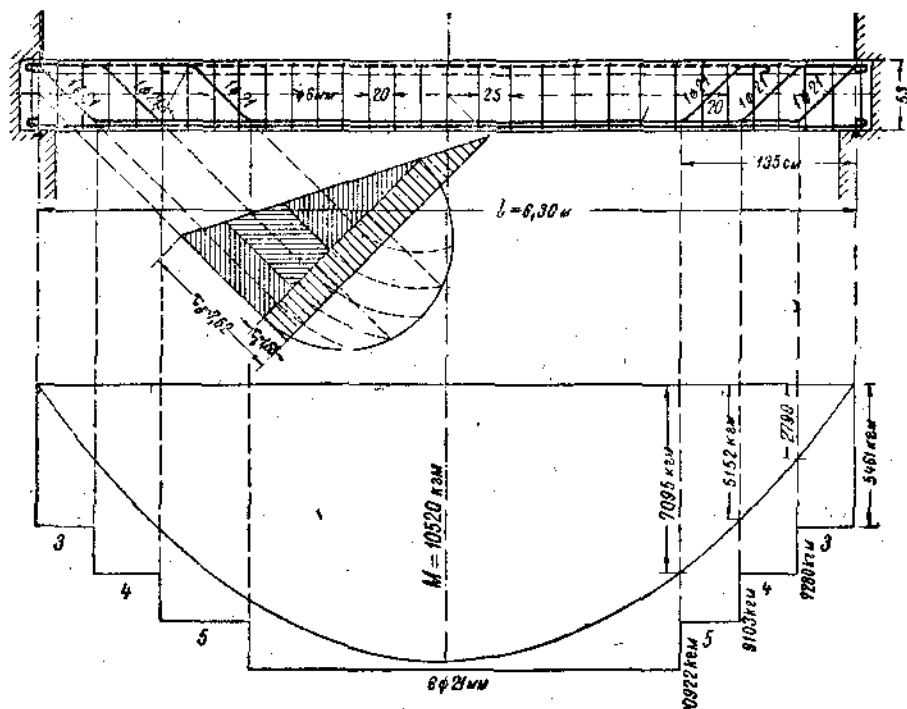
$$(46) \quad \max \tau_0 = \frac{A}{b_{1z}} = \frac{6678}{20 \cdot 43,8} = 7,62 \text{ кг/см}^2.$$

При хомутах в две ветви из $\varnothing 6 \text{ мм}$ с $f_{ab} = 0,28 \text{ см}^2$ и расстоянии между ними $c = 20 \text{ см}$, по формуле (63)

$$\tau_b = \frac{2f_b a_b}{b_1 \cdot c} = \frac{2 \cdot 0,28 \cdot 1200}{20 \cdot 20} = 1,68 \text{ кг/см}^2.$$

Остающиеся косые растягивающие напряжения должны быть восприняты отгибами на участке балки с:

$$(58) \quad c = \frac{\tau_0 - \tau_b}{\tau_0} \cdot \frac{l}{2} = \frac{7,62 - 1,68}{7,62} \cdot \frac{6,30}{2} = 2,45 \text{ м}.$$



Черт. 228.

Косое растягивающее усилие, приходящееся на отгибы

$$Z_s = \frac{(\tau_0 - \tau_b) c \cdot b_1}{2\sqrt{2}} = \frac{(7,62 - 1,68) \cdot 245 \cdot 20}{2 \cdot 1,41} = 10320 \text{ кг}.$$

Требуемое поперечное сечение отогнутых стержней:

$$F_{ss} = \frac{Z_s}{\sigma_s} = \frac{10320}{1200} = 8,60 \text{ см}^2.$$

Отгибаем 3 $\varnothing 21 \text{ мм} = 10,38 \text{ см}^2$.

Среднее напряжение в отогнутых стержнях:

$$\sigma_s = \frac{10320}{10,38} = 994 \text{ кг/см}^2.$$

На левой половине черт. 228 представлено графическое распределение косых стержней и хомутов, с отнесением диаграммы главных (косых) растягивающих напряжений к средней оси балки.

б) Расчет по Единым нормам строительного проектирования 1939 г.

Избыток главных растягивающих напряжений сверх $2,5 \text{ кг/см}^2$ (2-я марка бетона):

$$(65) \quad Z_s' = \frac{(\tau_0 + \tau_{02}) c \cdot b_1}{2 \sqrt{2}};$$

$$c = \frac{7,62 - 2,5}{7,62} \cdot \frac{630}{2} = 212 \text{ см}$$

$$Z_s' = \frac{5,12 \cdot 212 \cdot 20}{2 \cdot 1,41} = 7700 \text{ кг},$$

что меньше 60% * полного растягивающего косого усилия, равного

$$Z_s = \frac{0,60 \cdot 1,62 \cdot 315 \cdot 20}{2 \cdot \sqrt{2}} = 10214 \text{ кг}.$$

Необходимая площадь косого железа должна быть

$$F_{ss} = \frac{Z_s}{\sigma_s} = \frac{10214}{1250} = 8,17 \text{ см}^2.$$

Достаточно было бы $2\emptyset 21 \text{ см}^2 = 6,92 \text{ см}^2$ и двусрезных хомутов из $\emptyset 6 \text{ мм}$, поставленных через 20 см, но принимая во внимание, что в этом случае до опоры протягивается 4 прямых стержня, из коих один стержень верхнего ряда является совершенно лишним у опоры, отгибаем также и его; при этом длина этого стержня даже получится меньше, если не доводить его до самой опоры.

Отгибы распределяем по конструктивным соображениям (черт. 228 справа) **, ставя их на равных расстояниях так, чтобы любая нормальная к оси балки плоскость пересекала один наклонный стержень; первый отгиб начинается над теоретической опорой.

На черт. 228 построена эпюра изгибающих моментов в виде параболы, удовлетворяющей формуле:

$$y = \frac{4f}{l^2} x(l-x).$$

В местах отгибов внешние моменты $(M_x = \frac{pl}{2} x - \frac{px^2}{2})$:

$$\begin{aligned} x = 0,45 \text{ м} & \dots 1060 \cdot 0,45 (6,30 - 0,45) \cdot 100 = 279045 \text{ кгсм} \\ x = 0,90 \text{ м} & \dots 1060 \cdot 0,90 (6,30 - 0,90) \cdot 100 = 515160 \text{ " } \\ x = 1,35 \text{ м} & \dots 1060 \cdot 1,35 (6,30 - 1,35) \cdot 100 = 709545 \text{ " } \end{aligned}$$

Допускаемые же моменты в зависимости от поперечного сечения арматуры ($M = \sigma_s \cdot z \cdot F_s$):

$$\begin{aligned} \text{Для } F_s = 6\emptyset 21 \text{ мм} & \dots 1200 \cdot 43,8 \cdot 20,78 = 1092197 \text{ кгсм} \\ F_s = 5\emptyset 21 \text{ " } & \dots 1200 \cdot 43,8 \cdot 17,82 = 910339 \text{ " } \\ F_s = 4\emptyset 21 \text{ " } & \dots 1200 \cdot 43,8 \cdot 13,85 = 727956 \text{ " } \\ F_s = 3\emptyset 21 \text{ " } & \dots 1200 \cdot 43,8 \cdot 10,39 = 546098 \text{ " } \end{aligned}$$

Величина $z = 43,8 \text{ см}$, в действительности изменяющаяся с уменьшением железа в растянутой зоне, остается постоянной, что идет в запас прочности.

Произведенный расчет и эпюры моментов показывают, что в местах отгиба стержней остаются достаточные сечения железа для восприятия изгибающих моментов.

* При диаграмме сжимающих напряжений в виде треугольника (при $\tau_{02} = 2,5 \text{ кг/см}^2$ и $\max \tau_0 = 10 \text{ кг/см}^2$) всегда следует прибавлять на железо сразу $0,6 Z_s$.

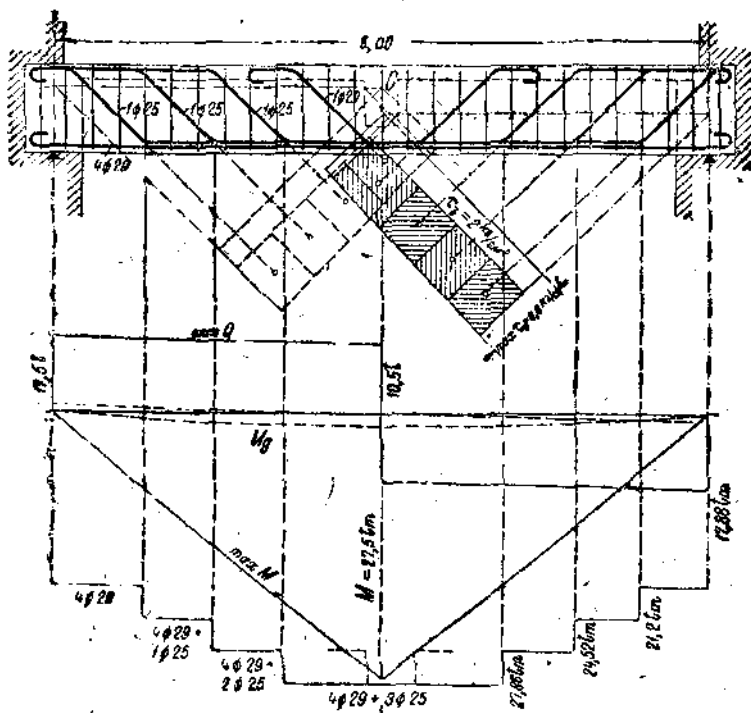
** При расчете отгибов по Единым нормам очень часто приходится ставить их по конструктивным соображениям.

При отгибе 3 стержней и постановке 7 двусторонних хомутов, из железа $\varnothing 6$ мм, на протяжении $s = 135$ см (черт. 228, справа), среднее напряжение железа σ_s , определенное по формуле (66), будет:

$$Z_s = \left(m d^3 + \frac{2 m_1 d_1^3}{\sqrt{2}} \right) \cdot \frac{\pi}{4} \cdot \sigma_s = 10214 \text{ кг}$$

$$\sigma_s = \frac{10214}{\left(3 \cdot 2,1^3 + \frac{2 \cdot 7 \cdot 0,6^3}{1,41} \right) \cdot \frac{3,14}{4}} = 775 \text{ кг/см}^2.$$

Пример 2. Произвести расчет и распределение отогнутых стержней и хомутов в свободно-лежащей главной балке (прогоне) пролетом $l = 5$ м, с которой посередине связана второстепенная балка, передающая в месте



Черт. 229.

сопряжения (узле) свой собственный вес вместе с весом соответственной части плиты перекрытия и приходящейся на нее полезной нагрузки в виде сосредоточенного груза, всего $P = 21$ т; кроме того, главная балка несет свой собственный вес, как равномерно-распределенную нагрузку $g = 0,4$ т/м (черт. 229).

Для расчета принимаем: $b = 190$ см, $b_1 = 30$ см, $d = 12$ см.

Наибольший изгибающий момент:

$$M = \frac{0,4 \cdot 5^2}{8} + \frac{21 \cdot 5}{4} = 1,25 + 26,25 = 27,5 \text{ т/м} = 2750000 \text{ кгсм}.$$

Приблизительно:

При $\sigma_s = 30$ кг/см² и $\sigma_s = 1200$ кг/см²

$$h_1 = 0,519 \sqrt{\frac{2750000}{190}} \approx 62,4 \text{ см}$$

по форм. (33):

$$F_s = \frac{2750000}{1200 \left(62,4 - \frac{12}{2}\right)} = 40,63 \text{ см}^2,$$

берем

$$4 \varnothing 29 \text{ и } 3 \varnothing 25, \text{ с } F_s = 41,15 \text{ см}^2$$

$$h = 62,4 + 6,6 = 69 \text{ см}$$

$$z = h_1 - \frac{d}{2} = 62,4 - 6,0 = 56,4 \text{ см.}$$

$$Q = \frac{0,4 \cdot 5}{2} + \frac{21}{2} = 11,5 \text{ т} = 11500 \text{ кг.}$$

У опор:

$$\max \tau_0 = \frac{11500}{30 \cdot 56,4} = 6,8 \text{ кг/см}^2.$$

По середине:

$$\tau_0' = \frac{11500 - 2,5 \cdot 400}{30 \cdot 56,4} = 6,2 \text{ кг/см}^2.$$

Как видно из эпюры поперечных сил, последние только незначительно уменьшаются от опоры к середине балки, так как собственный вес (равномерно распределенная нагрузка) главной балки очень мал по сравнению с сосредоточенным грузом по середине. Поэтому и скалывающие напряжения остаются приблизительно одинаковыми по всей длине балки. По диаграмме косых растягивающих напряжений площадь для расчета достаточно принимать от боковой поверхности второстепенной балки, а не от середины ее C .

Часть напряжений τ_s , передаваемая на хомуты, диаметром 8 мм на расстояниях 20 см, и отнимаемая от площади косых напряжений, определится при $\sigma_s = 1200 \text{ кг/см}^2$ из формулы

$$(63) \quad \tau_s = \frac{F_{sh} \cdot \sigma_s}{b_1 \cdot e} = \frac{2 \cdot 0,8^2 \cdot 3,14}{4} \cdot \frac{1200}{30 \cdot 20} = 2,0 \text{ кг/см}^2.$$

Полное растягивающее усилие, приходящееся на отогнутые стержни половины балки, будет

$$(61) \quad Z_s = \frac{\tau_0 + \tau_0'}{2} \cdot \frac{c \cdot b_1}{\sqrt{2}} = \frac{(4,8 + 4,2)}{2} \cdot \frac{250 \cdot 30}{1,41} = 23936 \text{ кг.}$$

$$(62) \quad F_{ss} = \frac{Z_s}{\sigma_s} = \frac{23936}{1200} = 19,89 \text{ см}^2.$$

Отгибаем 3 $\varnothing 25$ мм и 1 $\varnothing 29$ мм, всего площадью сечения

$$F_{ss} = 14,73 + 6,60 = 21,33 \text{ см}^2.$$

Среднее напряжение в косых стержнях:

$$\sigma_s = \frac{23936}{21,33} = 1122 \text{ кг/см}^2.$$

Если косые стержни расположить по схеме двойной решетки, то при высоте отгиба в 56,4 см число их должно быть $\frac{250}{56,4} = 4,4$, т. е. тоже по крайней мере 4 стержня.

При распределении косых стержней первый стержень приходится слишком близко к середине балки, что не позволяет произвести отгиб без ослабления необходимой в этом месте растянутой арматуры, поэтому здесь потребуется расположить добавочный изогнутый стержень, толщиной в 29 мм.

При отнесении площади косых напряжений не к средней линии, как рекомендует Мёрш, а к нейтральной оси, ближайшие к середине косые стержни еще ближе подойдут к второстепенной балке (черт. 229, левая половина).

Площадь косых напряжений делится соответственно с поперечным сечением стержней.

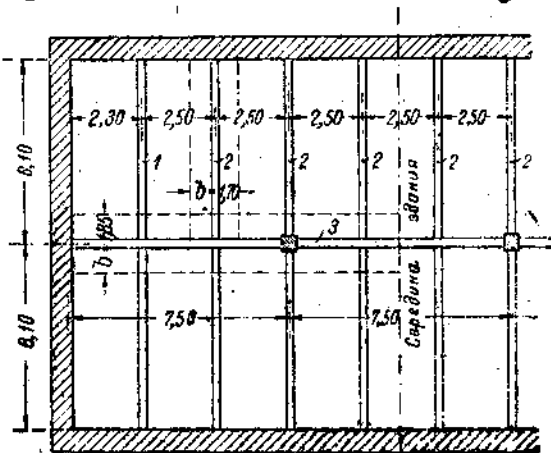
При отгибе стержней необходимо принимать во внимание величины изгибающих моментов, для чего строится ступенчатая линия моментов ($M = \sigma_s \cdot z \cdot F_s$).

Для $F_s = 4 \varnothing 29 + 3 \varnothing 25$ мм $1200 \cdot 56,4 \cdot 41,15 = 2786200$ кгсм
 $F_s = 4 \varnothing 29 + 2 \varnothing 25$ " $1200 \cdot 56,4 \cdot 36,24 = 2452700$ "
 $F_s = 4 \varnothing 29 + 1 \varnothing 25$ " $1200 \cdot 56,4 \cdot 31,33 = 2120400$ "
 $F_s = 4 \varnothing 29$ " $1200 \cdot 56,4 \cdot 26,42 = 1788100$ "

Пример 3*. Рассчитать ребристое перекрытие над помещением, размеры 12, 30 × 22, 10 м. Перекрытие состоит из трехпролетной главной балки (прогона), лежащей свободными концами на кирпичных стенах здания и поддерживаемой двумя промежуточными колоннами, из двухпролетных второстепенных балок, расположенных поперек главной ** на равных расстояниях в 2,50 м, и из плиты с деревянным полом на шлаковой подсыпке (черт. 230).

Полезная нагрузка — 400 кг/м², допускаемые напряжения $\sigma_b = 45$ кг/см² и $\sigma_s = 1200$ кг/см².

Плита при указанной полезной нагрузке и постоянной в 365 кг/м², по вышеприведенному расчету (стр. 142), имеет толщину в 10 см.



Черт. 230.

1. Второстепенные балки.

Балка № 1.

Расчетный пролет $l = 6,10 + 0,20 = 6,30$ м; принимаем $h = 45$ см
 $(\frac{1}{14} l = \frac{1}{14} \cdot 630).$

Нагрузка:

Постоянная от плиты (опорное давление 4-прох.

плиты) $2,50 \cdot 365 \cdot 1,143 = 1043$ кг/м

Собственный вес $0,20 \cdot 0,35 \cdot 2400 = 168$ "

$$g = 1211 \text{ кг/м}$$

Полезная нагрузка (опорное давление четырехпролетной плиты) ***:

$$p = 2,50 \cdot 400 \cdot 1,223 = 1223 \text{ кг/м.}$$

Дальше балку № 1 не рассчитываем, так как ход расчета ее тот же, что и балки № 2, приведенный ниже.

* Расчет произведен применительно к Вр. нормам НКПС 1926 г. На этом примере показано применение таблицы Мейша (Приложение V).

** Это же перекрытие может быть спроектировано иначе — с расположением главных балок поперек помещения, а второстепенных — вдоль его.

*** Согласно приказа ВСНХ СССР от 29/х 1928 г. № 84, (п. 13): „При определении реакций опор неразрезных конструкций не учитывать их неразрезность“, т. е. постоянную и полезную нагрузки от плиты следует принимать с коэффициентами 1,0, вместо 1,143 и 1,223.

Балка № 2.

$l = 6,10 + 0,20 = 6,30$ м; принимаем $h = 45$ см и $b = 20$ см.

Нагрузка:

$$\begin{array}{l} \text{От плиты} \dots\dots\dots 2,50 \cdot 365 \cdot 0,929 = 848 \text{ кг/м} \\ \text{Собственный вес} \dots\dots\dots 0,20 \cdot 0,35 \cdot 2400 = 168 \text{ " } \\ \hline g = 1016 \text{ кг/м} \end{array}$$

$$\text{Полезная нагрузка} \dots\dots\dots 2,50 \cdot 400 \cdot 1,143 = p = 1143 \text{ кг/м}$$

$$\text{Полная нагрузка} \dots\dots\dots q = 2159 \text{ кг/м}$$

Пролетный момент:

$$\max M_1 = +0,07 \cdot 1016 \cdot 6,30^2 + 0,096 \cdot 1143 \cdot 6,30^2 = 7178 \text{ кгс.м.}$$

Опорный момент:

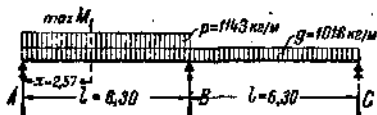
$$\min M_B = -0,125 \cdot 2159 \cdot 6,30^2 = -10711 \text{ кгс.м.}$$

Определим те же моменты, пользуясь уравнением 3 моментов Клапейрона:

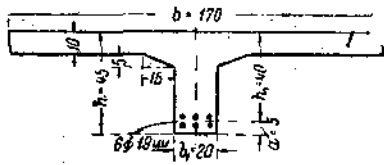
$$2M_B(l_1 + l_2) = -\frac{1}{4}(q_1 l_1^3 + q_2 l_2^3),$$

так как

$$M_A = M_C = 0.$$



Черт. 231.



Черт. 232.

При $q_1 = q_2 = 2159$ кг/м и $l_1 = l_2 = 6,30$ м, имеем

$$25,2 M_B = -\frac{1}{2} \cdot 2159 \cdot 6,3^3; M_B = -10711 \text{ кгс.м.}$$

Для определения наибольшего момента в левом пролете, полностью загружается только этот пролет, оставляя правый без полезной нагрузки (черт. 231).

Тогда:

$$q_1 = 2159 \text{ кг/м, } q_2 = 1016 \text{ кг/м.}$$

$$25,2 M_B = -\frac{1}{4} (2159 \cdot 6,3^3 + 1016 \cdot 6,3^3); M_B = -7876 \text{ кгс.м.}$$

Опорная реакция:

$$A = A_0 + \frac{M_B}{l} = 2159 \cdot \frac{6,3}{2} - \frac{7876}{6,3} = 5551 \text{ кг.}$$

$\max M_1$ возникает на расстоянии x от опоры A (перерезывающая сила = 0):

$$x = \frac{A}{q_1} = \frac{5551}{2159} = 2,57 \text{ м}$$

$$\max M_1 = 5551 \cdot 2,57 - \frac{1}{2} 2159 \cdot 2,57^2 = 7136 \text{ кгс.м.}$$

Сравнивая точные величины M_B и $\max M_1$, найденные с помощью уравнения 3 моментов с вычисленными по таблице, можно видеть, что в данном случае имеется незначительная разница только между пролетными моментами.

Подбор сечения балки.

В пролете (черт. 232):

$$\max M_1 = 717800 \text{ кгс.м.}$$

При $\sigma_s = 25 \text{ кг/см}^2$ и $\sigma_c = 1200 \text{ кг/см}^2$ расчетная ширина плиты b :
по Германским нормам:

$$b \leq 12d + b_1 + 2b_s \leq 12 \cdot 10 + 20 + 2 \cdot 15 = 170 \text{ см}$$

$$\leq B = 2,50 \text{ м}$$

$$\leq \frac{l}{2} = 3,15 \text{ м}$$

по Вр. нормам НКПС:

$$b \leq \frac{l}{3} = 2,10 \text{ м}$$

$$\leq B = 2,50 \text{ м}$$

$$\leq 16d = 1,60 \text{ м.}$$

Принимаем $b = 170 \text{ см.}$

Приближенно по таблице II

$$h_1 = 0,604 \sqrt{\frac{717800}{170}} = 39,8 \text{ см.}$$

Более точно по формуле (34):

$$h_1 = \frac{2}{3}d + \left(\frac{d \cdot \sigma_c}{2n} + \frac{M}{bd} \right) \cdot \frac{1}{\sigma_b} = \frac{2}{3} \cdot 10 + \left(\frac{10 \cdot 1200}{2 \cdot 15} + \frac{717800}{170 \cdot 10} \right) \frac{1}{25} = 39,6 \text{ см.}$$

Остаиваемся на $h = 45 \text{ см}$ и $h_1 = 40 \text{ см}$

$$(33) \quad F_s = \frac{717800}{1200(40-5)} = 17,09 \text{ см}^2.$$

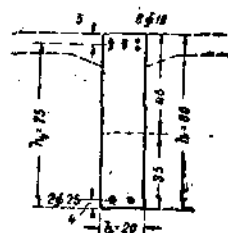
Принимаем:

$$F_s = 6 \varnothing 19 \text{ мм} \left(\frac{3''}{4} \right) = 17,01 \text{ см}^2$$

$$(27) \quad \min b_1 = 4 + 2,5 \cdot 2 + 3 \cdot 1,9 = 14,7 < 20 \text{ см.}^*$$

Над средней опорой В (черт. 233)

$$M_B = -1071100 \text{ кгсм.}$$



Черт. 233.

Принимаем: $h = 45 + \frac{1}{6 \cdot 3} \cdot 630 = 45 + 35 = 80 \text{ см; } a = 5 \text{ см; } a_1 = 4 \text{ см;}$
 $b_1 = 20 \text{ см, } \sigma_s = 45 \text{ кг/см}^2$ ** и $\sigma_c = 1200 \text{ кг/см}^2$.

Необходима ли двойная арматура?

Так как плита перекрытия находится в растянутой зоне, то балка рассчитывается как балка прямоугольного сечения, шириною $b_1 = 20 \text{ см}$

$$h_1 = 80 - 5 = 75 \text{ см.}$$

По таблице II:

$$h_1 = 0,375 \sqrt{\frac{1071100}{20}} = 87 > 75 \text{ см;}$$

следовательно, двойная арматура необходима.

Приближенный расчет при помощи таблицы III (стр. 185)

При $\sigma_c = 1200 \text{ кг/см}^2$ и $\sigma_s = 45 \text{ кг/см}^2$; $k = 0,360$

$$x = kh_1 = 0,360 \cdot 75 = 27,0 \text{ см}$$

* В данном случае стержни могут быть уложены и так: 4 — в нижнем ряду и 2 — в верхнем.

** По Единым нормам 1930 г. на сжатие при изгибе у опор неразрезных балок допускается повышенное напряжение, а именно — для бетонов 1, 2 и 3 марок соответственно 70, 80 и 55 кг/см².

$$h_1 = c_3 \sqrt{\frac{M}{b}}; 75 = c_3 \sqrt{\frac{1071100}{20}} = c_3 \cdot 231,4;$$

$$c_3 = \frac{75}{231,4} = 0,324;$$

при данных напряжениях, коэффициенту $c_3 = 0,324$, по таблице соответствуют (по интерполяции):

$$\mu = 0,68 \text{ и } c_4 = 0,00906$$

$$F_e = c_4 \cdot b h_1 = 0,00906 \cdot 20 \cdot 75 = 13,59 \text{ см}^2$$

$$F_e' = \mu \cdot F_e \cdot \frac{2/3 x}{x - a'} = 0,68 \cdot 13,59 \cdot \frac{2/3 \cdot 27,0}{27,0 - 4} = 7,28 \text{ см}^2.$$

Точный расчет по формулам (12'), (21) и (22):

$$(12') \quad x = \frac{n \sigma_b}{n \sigma_b + \sigma_e} h_1 = \frac{15 \cdot 45}{15 \cdot 45 + 1200} \cdot 75 = 27,0 \text{ см.}$$

$$(21) \quad F_e = \frac{M + \frac{\sigma_b b x}{2} \left(\frac{x}{3} - a' \right)}{\sigma_e (h_1 - a')} = \frac{1071100 + \frac{45 \cdot 20 \cdot 27}{2} \left(\frac{27}{3} - 4 \right)}{1200 (75 - 4)} = 13,28 \text{ см}^2.$$

$$(22) \quad F_e' = \frac{M - \frac{\sigma_b b x}{2} \left(h_1 - \frac{x}{3} \right)}{\sigma_e (h_1 - a')} = \frac{1071100 - \frac{45 \cdot 20 \cdot 27}{2} \left(75 - \frac{27}{3} \right)}{15 \cdot 45 \cdot \frac{27 - 5}{27} (75 - 4)} = 6,60 \text{ см}^2.$$

Принимаем:

$$F_e = 5 \varnothing 19 \text{ мм} = 14,18 \text{ см}^2 \text{ и } F_e' = 2 \varnothing 25 \text{ мм} = 9,82 \text{ см}^2 \text{ (черт. 233).}$$

Проверка на скалывание и расчет отогнутых стержней и хомутов.

У крайней опоры А:

$$A = 0,875 \cdot 1016 \cdot 6,3 + 0,437 \cdot 1143 \cdot 6,3 = 5547 \text{ кг}$$

$$\max M_1 = 717800 \text{ кгсм}$$

$$z = \frac{M_1}{\sigma_e \cdot F_e} = \frac{717800}{1200 \cdot 17,01} = 35,17 \text{ см.}$$

По формуле (46)

$$\max \tau_0 = \frac{A}{b_1 \cdot z} = \frac{5547}{20 \cdot 35,17} = 7,89 \text{ кг/см}^2.$$

При хомутах в две ветви $\varnothing 6 \text{ мм}$, с $f_e = 0,28 \text{ см}^2$, установленных на расстояниях $e = 20 \text{ см}$, на них приходится скалывающее напряжение, по формуле (63)

$$\tau_b = \frac{2 \cdot 0,28 \cdot 1200}{20 \cdot 20} = 1,68 \text{ кг/см}^2.$$

Остающееся напряжение должно быть принято отогнутыми стержнями:

$$\tau_0 = 7,89 - 1,68 = 6,21 \text{ кг/см}^2.$$

По формуле (59)

$$c = \frac{5547 - 4 \cdot 20 \cdot 35,17}{2159} = 1,27 \text{ м.}$$

Требуемое поперечное сечение отогнутых стержней

$$F_{..} = \frac{Z_s}{\sigma_e} = \frac{[6,21 + (4 - 1,68)] 127 \cdot 20}{1200 \cdot 2 \sqrt{2}} = 6,38 \text{ см}^2.$$

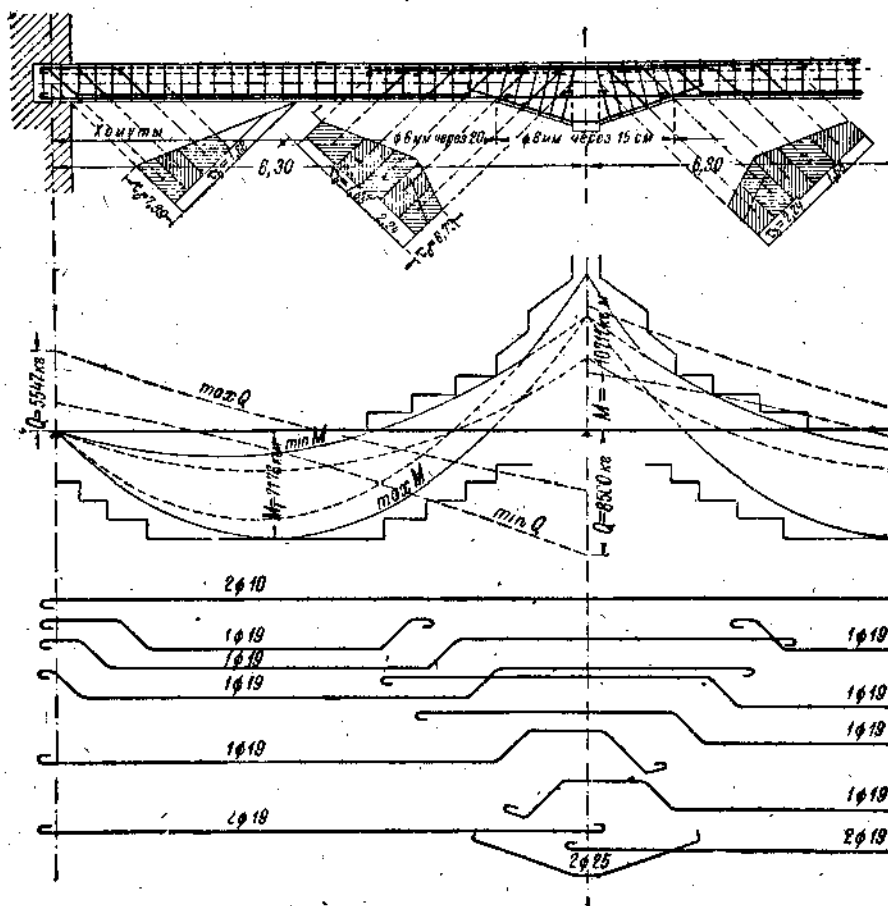
и на остальной части балки $\tau_b = 1,68 \text{ кг/см}^2$, площадь оказывающих напряжений, принимаемых отогнутыми стержнями, будет равна

$$\frac{1}{2} (2,32 + 7,22) 158 + \frac{1}{2} (6,65 + 4,48) 87 = 1237 \text{ кг/см.}$$

Требуемое поперечное сечение отогнутых стержней

$$F_{ss} = \frac{1237 \cdot 20}{1200 \sqrt{2}} = 14,62 \text{ см}^2.$$

Отгибаем $5 \varnothing 19 \text{ мм} = 14,18 \text{ см}^2$ (черт. 235).



Черт. 235.

Меньшее число отгибаемых стержней получается при учете влияния переменной высоты вут. Для этого определяем:

Моменты от постоянной нагрузки:

у края прогона

$$\begin{aligned} M_g &= M_0 + M_B \cdot \frac{x}{l} = \frac{g}{2} x(l-x) + M_B \cdot \frac{x}{l} = \\ &= \frac{1016}{2} \cdot 6,13 (6,30 - 6,13) - 10711 \cdot \frac{1016}{2159} \cdot \frac{6,13}{6,30} = -4375 \text{ кг.м,} \end{aligned}$$

у начала вут:

$$M_g = \frac{1016}{2} \cdot 5,25 (6,30 - 5,25) - 10711 \cdot \frac{1016}{2159} \cdot \frac{5,25}{6,30} = -1400 \text{ кг.м.}$$

Моменты от полезной нагрузки:

у края прогона

$$M_p = \frac{1143}{2} \cdot 6,13 (6,30 - 6,13) - 10711 \cdot \frac{1143}{2159} \cdot \frac{6,13}{6,30} = -4922 \text{ кгм.}$$

у начала вут

$$M_p = \frac{1143}{2} \cdot 5,25 (6,30 - 5,25) - 10711 \cdot \frac{1143}{2159} \cdot \frac{5,25}{6,30} = -1575 \text{ кгм.}$$

По формулам Мёрша (51):

у края прогона

$$\tau_0 = \frac{Q}{b_1 z} - \frac{\left(M_g + \frac{1}{2} M_p\right)}{b_1 z^2} \cdot \frac{7}{8} \operatorname{tg} \alpha =$$

$$= 6,72 - \frac{437500 + \frac{1}{2} 492200}{20 \cdot 60,5^2} \cdot \frac{7}{8} \cdot \frac{1}{3} = 6,72 - 2,72 = 4,00 \text{ кг/см}^2,$$

у начала вут

$$\tau_0 = \frac{Q}{b_1 z} - \frac{M_g}{b_1 z^2} \cdot \frac{7}{8} \operatorname{tg} \alpha = \frac{6233}{20 \cdot 35} - \frac{140000}{20 \cdot 35^2} \cdot \frac{7}{8} \cdot \frac{1}{3} = 8,90 - 1,67 = 7,23 \text{ кг/см}^2.$$

В этом случае площадь скалывающих напряжений, передаваемых отогнутым стержням, будет равна

$$\frac{1}{2} (2,32 + 7,22) \cdot 158 + \frac{1}{2} (4,99 + 1,76) \cdot 87 = 1047 \text{ кг/см.}$$

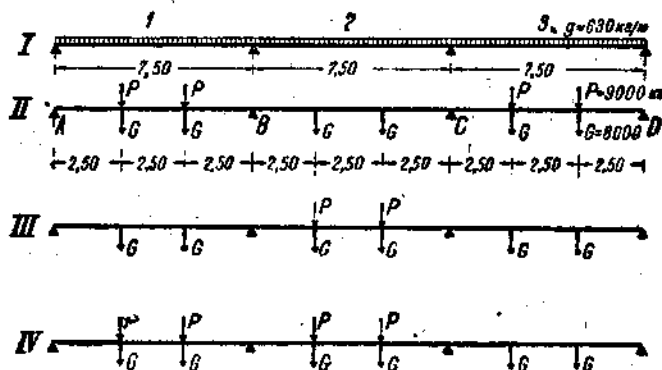
Число отогнутых стержней

$$F_{cs} = \frac{1047 \cdot 20}{1200 \cdot \sqrt{2}} = 12,37 \text{ см}^2, \text{ т. е. } 4 \varnothing 19 \text{ мм.}$$

2. Главная балка.

Трехпролетная неразрезная балка с равными пролетами $l = 7,50 \text{ м}$, нагруженная сосредоточенными грузами от второстепенных балок и равномерно распределенной нагрузкой от собственного веса.

Принимаем $h = 85 \text{ см}$ и $b_1 = 35 \text{ см}$.



Черт. 236.

Нагрузка (черт. 236):

Постоянная		$G = 1,25 \cdot 1016 \cdot 6,30 = 8000 \text{ кг}^*$
Полезная		$P = 1,25 \cdot 1143 \cdot 6,30 = 9000 \text{ кг}^*$
Собственный вес балки		$g = 0,35 \cdot 0,75 \cdot 2400 = 630 \text{ кг/м}$

* Здесь взяты опорные давления от двухпролетных второстепенных балок № 2.

Моменты в пролетах:

Крайние пролеты (нагрузки I и II):

$$\max M_1 = M_2 = 0,244 \cdot 8000 \cdot 7,5 + 0,289 \cdot 9000 \cdot 7,5 + 0,08 \cdot 630 \cdot 7,5^2 = \\ = 14\,640 + 19\,508 + 2\,835 = +36\,983 \text{ кгм.}$$

Средний пролет (нагрузки I и III; I и II):

$$\max M_2 = 0,067 \cdot 8000 \cdot 7,5 + 0,200 \cdot 9000 \cdot 7,5 + 0,025 \cdot 630 \cdot 7,5^2 = \\ = 4020 + 13\,500 + 886 = +18\,406 \text{ кгм.}$$

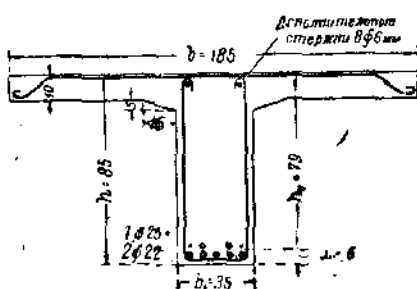
$$\min M_2 = +0,067 \cdot 8000 \cdot 7,5 - 0,133 \cdot 9000 \cdot 7,5 + 0,025 \cdot 630 \cdot 7,5^2 = \\ = 4020 - 8978 + 886 = -4072 \text{ кгм.}$$

Опорный момент (нагрузки I и IV):

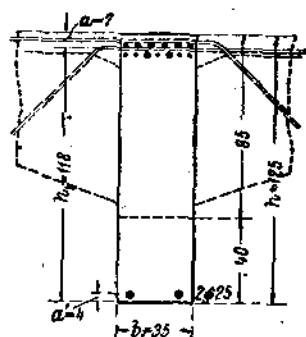
$$M_B = -0,267 \cdot 8000 \cdot 7,5 - 0,311 \cdot 9000 \cdot 7,5 - 0,10 \cdot 630 \cdot 7,5 = \\ = 16\,020 - 20\,993 - 3544 = -40\,557 \text{ кгм.}$$

Подбор сечений.

а) Крайние пролеты: $d = 10 \text{ см}$; расчетная ширина b : по Вр. нормам $b = 16d = 160 \text{ см}$; по Германским нормам, учитывая влияние вут: $b = 12d + b_1 + 2b_2 = 12 \cdot 10 + 35 + 2 \cdot 15 = 185 \text{ см}$ (черт. 237). Принимаем $b = 185 \text{ см}$.



Черт. 237.



Черт. 238.

Полезная высота h_1 по формуле (34):

$$h_1 = \frac{2}{3} d + \left(\frac{d\sigma_s}{2n} + \frac{M}{bd} \right) \cdot \frac{1}{\sigma_s} = \frac{2}{3} \cdot 10 + \left(\frac{10 \cdot 1200}{2 \cdot 15} + \frac{3\,698\,300}{185 \cdot 10} \right) \frac{1}{33} \approx 79 \text{ см.}$$

Останавливаемся на $h = 85 \text{ см}$, $h_1 = 79 \text{ см}$ и $a = 6,0 \text{ см}$.

Сечение железа:

$$(33) \quad F_s = \frac{M}{\sigma_s \left(h_1 - \frac{d}{2} \right)} = \frac{3\,698\,300}{1200 \cdot (79 - 5)} = 41,65 \text{ см}^2.$$

Берем $F_s = 7 \varnothing 25 (1'') + 2 \varnothing 22 (7/8'') = 41,97 \text{ см}^2$.

На опоре (черт. 238):

Принимаем $h = 85 + \frac{1}{8} \cdot 750 \approx 125 \text{ см}$, $h_1 = 125 - 7 = 118 \text{ см}$;

$$a' = 4,0 \text{ см}; \quad \sigma_s = 45 \text{ кг/см}^2 * \text{ и } \sigma_s = 1\,200 \text{ кг/см}^2.$$

* По Единым нормам здесь при 2-й марке бетона необходимо брать $\sigma_b = 60 \text{ кг/см}^2$.

По таблице II:

$$h_1 = 0,375 \sqrt{\frac{4055700}{35}} = 127,7 \text{ см.}$$

необходима двойная арматура.

$$x = 0,360 \cdot 118 = 42,48 \text{ см (по таблице III или II).}$$

$$(21) \quad F_s = \frac{M + \frac{\sigma_b \cdot bx}{2} \left(\frac{x}{3} - a' \right)}{\sigma_s (h_1 - a')} =$$

$$= \frac{4055700 + \frac{45 \cdot 35 \cdot 42,48}{2} \left(\frac{42,48}{3} - 4 \right)}{1200 (118 - 4)} = 32,13 \text{ см}^2,$$

$$(22) \quad F_s' = \frac{M - \frac{\sigma_b \cdot bx}{2} \left(h_1 - \frac{x}{3} \right)}{\sigma_s' (h_1 - a')} =$$

$$= \frac{4055700 - \frac{45 \cdot 35 \cdot 42,48}{2} \left(118 - \frac{42,48}{3} \right)}{15 \cdot 45 \cdot \frac{42,48 - 4}{42,48} (118 - 4)} = 8,35 \text{ см}^2.$$

В действительности имеется *:

$$F_s = 2 \varnothing 25 \text{ мм} + 4 \varnothing 22 \text{ мм} + 4 \varnothing 19 \text{ мм} = 36,36 \text{ см}^2$$

$$\text{и } F_s' = 2 \varnothing 25 \text{ мм} = 9,82 \text{ см}^2.$$

6) Средний пролет (черт. 239).

При $h=85 \text{ см}$, $h_1=81 \text{ см}$, $b_1=35 \text{ см}$,
 $b=185 \text{ см}$, $a=4 \text{ см}$.

Сечение нижней арматуры:

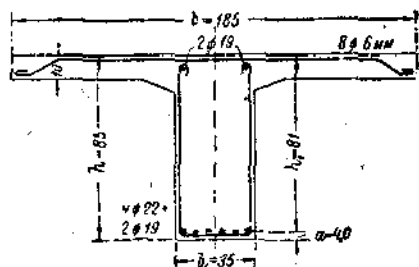
$$F_s = \frac{1840600}{1200 \cdot (81 - 5)} = 20,18 \text{ см}^2;$$

$$F_s = 4 \varnothing 22 \text{ мм} + 2 \varnothing 19 \text{ мм} = 20,88 \text{ см}^2.$$

Сечение верхней арматуры:

$$F_s' = \frac{407200}{1200 \cdot \frac{1}{3} \cdot 81} = 4,80 \text{ см}^2;$$

$$F_s' = 2 \varnothing 19 \text{ мм} = 5,68 \text{ см}^2.$$



Черт. 239.

Проверка напряжений в крайнем пролете.

Данные:

$d=10 \text{ см}$; $h_1=79 \text{ см}$; $b=185 \text{ см}$; $F_s=41,97 \text{ см}^2$ и $M=3698300 \text{ кгссм}$,

$$(28) \quad x = \frac{n h_1 F_s + \frac{b d^3}{2}}{n F_s + b d} = \frac{15 \cdot 79 \cdot 41,97 + \frac{18^3 \cdot 10^3}{2}}{15 \cdot 41,97 + 185 \cdot 10} = 23,79 \text{ см.}$$

$$(29') \quad y = x - \frac{d}{2} + \frac{d^3}{6(2x - d)} = 23,79 - 5 + 0,44 = 19,23 \text{ см.}$$

$$(30) \quad \sigma_s = \frac{M}{F_s (h_1 - x + y)} = \frac{3698300}{41,97 (79 - 23,79 + 19,23)} = 1184 \text{ кгс/см}^2.$$

$$(31) \quad \sigma_b = \sigma_s \cdot \frac{x}{n (h_1 - x)} = 1184 \cdot \frac{23,79}{15 (79 - 23,79)} = 34,0 \text{ кгс/см}^2.$$

* Горизонтальные части отогнутых стержней, имеющие длину, меньшую ширины опоры или приблизительно одинаковую, не принимаются в расчет.

Проверка на скалывание и расчет отогнутых стержней и хомутов.

а) У крайних опор.

Опорные реакции

$$A = 0,733 \cdot 8000 + 0,866 \cdot 9000 + 0,400 \cdot 630 \cdot 7,5 = 15548 \text{ кг}$$

$$z = h_1 - x + y = 79 - 23,79 + 19,23 = 74,44 \text{ см},$$

$$\max \tau_0 = \frac{A}{b_1 z} = \frac{15548}{35 \cdot 74,44} = 5,97 \text{ кг/см}^2.$$

Перерезывающая сила у первой от края второстепенной балки

$$Q = 15548 - 630 \cdot 2,5 = 13973 \text{ кг},$$

$$\tau_0 = \frac{13973}{35 \cdot 74,44} = 5,36 \text{ кг/см}^2.$$

При двухрезных хомутах $\varnothing 8 \text{ мм}$, с $F_s = 0,50 \text{ см}^2$, поставленных на расстояниях 20 см, принимаемое ими скалывающее напряжение по формуле (63) равно:

$$\tau_b = \frac{2 \cdot 0,50 \cdot 1200}{35 \cdot 20} = 1,71 \text{ кг/см}^2.$$

Таким образом, на отогнутые стержни остается:
над опорой

$$\tau_{0A} = 5,97 - 1,71 = 4,26 \text{ кг/см}^2,$$

у первой второстепенной балки

$$\tau_0 = 5,36 - 1,71 = 3,65 \text{ кг/см}^2$$
$$Z_s = \frac{(4,26 + 3,65) \cdot 250 \cdot 35}{2 \sqrt{2}} = 24543 \text{ кг}$$

$$F_{ss} = \frac{Z_s}{\sigma_s} = \frac{24543}{1200} = 20,45 \text{ см}^2.$$

Берем 2 $\varnothing 25 \text{ мм}$ + 3 $\varnothing 22 \text{ мм}$ = 21,22 см².

Один из стержней $\varnothing 22 \text{ мм}$ ставим дополнительно, так как у самой второстепенной балки (где наибольший изгибающий момент) не представляется возможным образовать отгиб от продольных рабочих стержней.

б) У средней опоры В.

Перерезывающие силы слева оси опоры:

$$B_1 = 1,267 \cdot 8000 + 1,311 \cdot 9000 + 0,600 \cdot 630 \cdot 7,50 = 24770 \text{ кг},$$

у края опоры

$$Q = 24770 - 630 \cdot 0,30 = 24581 \text{ кг},$$

у начала вут

$$Q = 24770 - 630 \cdot 1,20 = 24014 \text{ кг},$$

у первой второстепенной балки:

$$Q = 24770 - 630 \cdot 2,50 = 23195 \text{ кг}.$$

Моменты от постоянной нагрузки:
над осью опоры

$$M_s = -(16020 + 3544) = -19564 \text{ кжм};$$

над краем опоры:

$$M_s = 8000 \cdot 0,30 + \frac{1}{2} \cdot 630 \cdot 0,30 \cdot 7,20 - 19564 \cdot \frac{7,20}{7,50} = -15701 \text{ кжм};$$

у начала вут.

$$M_s = 8000 \cdot 1,20 + \frac{1}{2} \cdot 630 \cdot 1,20 \cdot 6,30 - 19564 \cdot \frac{6,30}{7,50} = -4458 \text{ кг.м.}$$

Моменты от полезной нагрузки:
над осью опоры

$$M_p = -20993 \text{ кг.м.}$$

над краем опоры

$$M_p = 9000 \cdot 0,30 - 20993 \cdot \frac{7,20}{7,50} = -20153 \text{ кг.м.}$$

Полезная высота h_1 и плечо сил z :
у края опоры

$$h_1 = 118 - 10 = 108 \text{ см; } z = \frac{7}{8} h_1 = \frac{7}{8} \cdot 108 = 94,5 \text{ см;}$$

у начала вут

$$h_1 = 85 - 6 = 79 \text{ см; } z = \frac{7}{8} \cdot 79 = 69 \text{ см;}$$

у второстепенной балки

$$h_1 = 79 \text{ см; } z = 74,44 \text{ см (как в середине балки); } \operatorname{tg} \alpha = \frac{1}{3}.$$

Скалывающие напряжения (черт. 240):

у края опоры

$$\tau_0 = \frac{Q}{b_{1z}} = \frac{24581}{35 \cdot 94,5} = 7,43 \text{ кг/см}^2;$$

у начала вут

$$\tau_0 = \frac{Q}{b_{1z}} = \frac{24014}{35 \cdot 69} = 9,94 \text{ кг/см}^2.$$

Более точно, учитывая разгружающее влияние вут, по формулам Мёрша (51):

у края опоры

$$\tau_0 = \frac{Q}{b_{1z}} - \frac{\left(M_s + \frac{1}{2} M_p\right)}{b_{1z}^2} \cdot \frac{7}{8} \operatorname{tg} \alpha =$$

$$= \frac{24581}{35 \cdot 94,5} - \frac{1570100 + \frac{1}{2} \cdot 2015300}{35 \cdot 94,5^2} \cdot \frac{7}{8} \cdot \frac{1}{3} = 7,43 - 2,41 = 5,02 \text{ кг/см}^2;$$

у начала вут

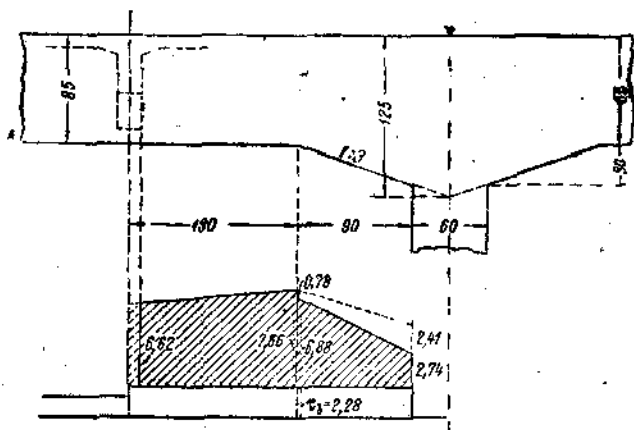
$$\tau_0 = \frac{Q}{b_{1z}} - \frac{M_s}{b_{1z}^2} \cdot \frac{7}{8} \operatorname{tg} \alpha = \frac{24014}{35 \cdot 69} - \frac{445300}{35 \cdot 69^2} \cdot \frac{7}{8} \cdot \frac{1}{3} = 9,94 - 0,78 = 9,16 \text{ кг/см}^2.$$

Под сосредоточенным грузом (второстепенной балкой):

$$\tau_0 = \frac{23195}{35 \cdot 74,44} = 8,90 \text{ кг/см}^2.$$

На хомуты, при $\varnothing 8 \text{ мм, } e = 15 \text{ см.}$

$$\tau_b = \frac{2 \cdot 0,50 \cdot 1200}{35 \cdot 15} = 2,28 \text{ кг/см}^2.$$



Черт. 240.

На отогнутые стержни, от края опоры до первой второстепенной балки (черт. 240):

$$Z_s = \frac{[(6,62 + 7,66) \cdot 130 + (6,88 + 2,74) \cdot 90] 35}{2 \sqrt{2}} - \frac{6,62 \cdot 19 \cdot 35}{\sqrt{2}} = 32142 \text{ кг.}$$

Требуемое поперечное сечение отогнутых стержней:

$$F_{st} = \frac{Z_s}{100} = \frac{32142}{1200} = 26,79 \text{ см}^2.$$

Отгибаем 4 Ø 25 мм + 2 Ø 22 мм = 27,24 см² (черт. 242).

Перерезывающие силы справа от оси средней опоры:

$$V_r = 1,000 \cdot 8000 + 1,222 \cdot 9000 + 0,500 \cdot 630 \cdot 7,50 = 21360 \text{ кг,}$$

у края опоры

$$Q = 21360 - 630 \cdot 0,30 = 21171 \text{ кг;}$$

у начала вут

$$Q = 21360 - 630 \cdot 1,20 = 20604 \text{ кг.}$$

Под сосредоточенным грузом (второстепенной балкой):

$$Q = 21360 - 630 \cdot 2,50 = 19785 \text{ кг.}$$

Моменты от постоянной нагрузки:
над осью опоры

$$M_p = -19564 \text{ кгсм;}$$

над краем опоры

$$M_p = M_0 + M_B \cdot \frac{l-x}{l} + M_C \cdot \frac{x}{l} =$$

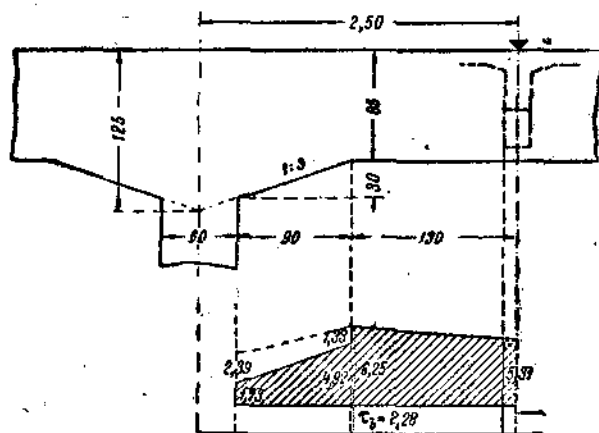
$$= 8000 \cdot 0,30 + \frac{1}{2} 630 \cdot 0,30 \cdot 7,20 - 19564 \cdot \frac{7,50 - 0,30}{7,50} - 19564 \cdot \frac{0,30}{7,50} =$$

$$= -16485 \text{ кгсм;}$$

у начала вут

$$M_p = 8000 \cdot 1,20 + \frac{1}{2} 630 \cdot 1,20 \cdot 6,30 - 19594 \cdot \frac{6,30}{7,50} - 19564 \cdot \frac{1,20}{7,50} =$$

$$= -7583 \text{ кгсм.}$$



Черт. 241.

Моменты от полезной нагрузки

над осью опоры

$$M_p = -20993 \text{ кгсм;}$$

над краем опоры

$$M_p = 9000 \cdot 0,30 - 20993 \times$$

$$\times \frac{7,50 - 0,30}{7,50} - 20993 \times$$

$$\times \frac{0,30}{7,50} = -18293 \text{ кгсм.}$$

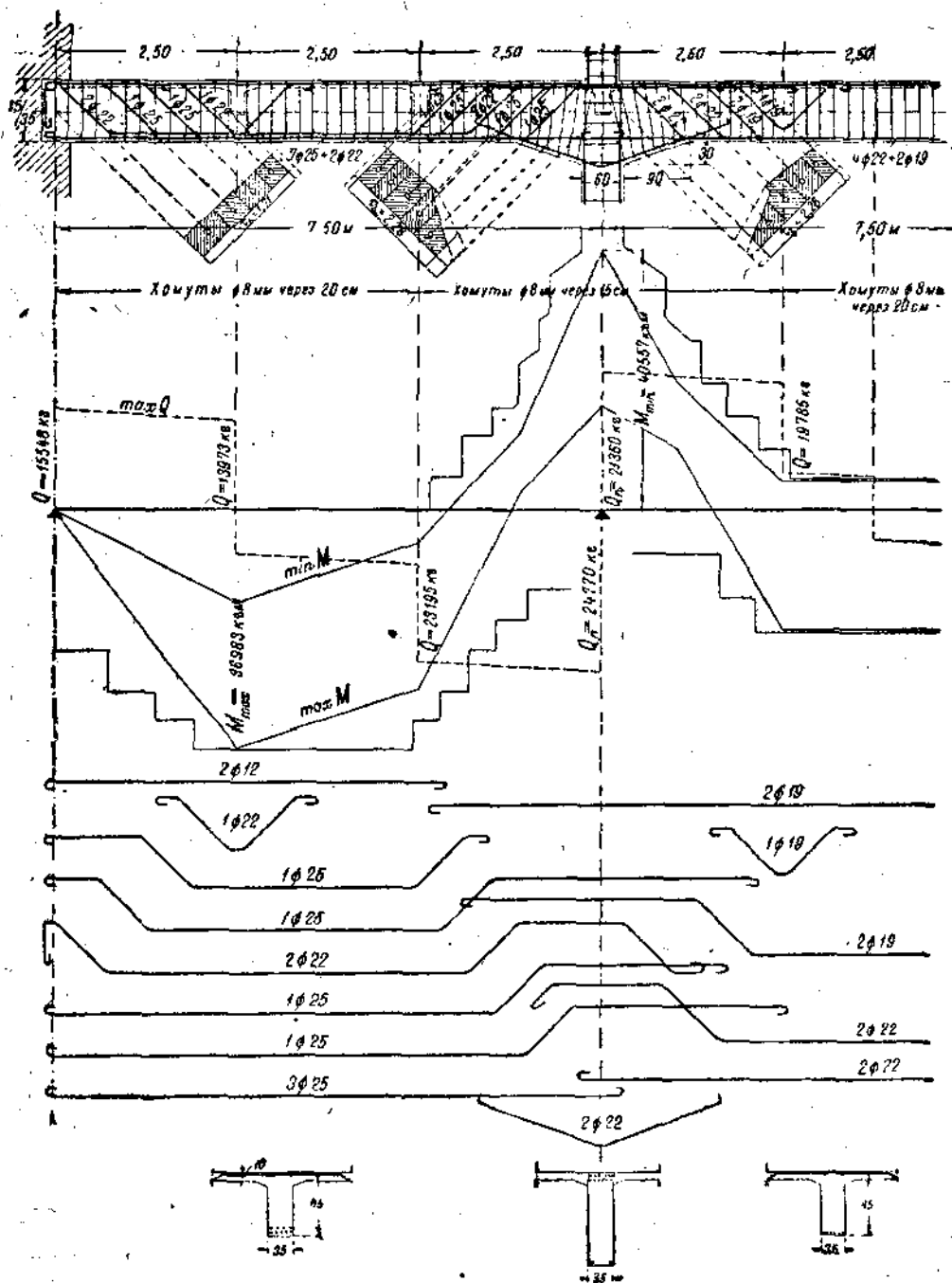
Значения h_1 и z у края опоры и у начала вут прежние, а у второстепенной балки

$$h_1 = 81 \text{ см и } z = 81 - \frac{10}{2} =$$

$$= 76 \text{ см.}$$

Скалывающие напряжения (черт. 241):

* Эта часть косой растягивающей силы (в пределах второстепенной балки), небольшая по своей величине, обычно не вычитается из суммы Z_s .



Черт. 242

у края опоры

$$\tau_0 = \frac{Q}{b_{\text{ср}}} = \frac{21171}{85 \cdot 94,5} = 6,40 \text{ кг/см}^2;$$

у начала вут

$$\tau_0 = \frac{Q}{b_{\text{ср}}} = \frac{20604}{85 \cdot 69} = 8,53 \text{ кг/см}^2.$$

При учете разгружающего влияния вут.
у края опоры

$$\tau_0 = \frac{Q}{b_1 z} - \frac{\left(M_0 + \frac{1}{2} M_p\right)}{b_1 z^2} \cdot \frac{7}{8} \operatorname{tg} \alpha =$$

$$= \frac{21171}{35 \cdot 94,5} - \frac{1648500 + \frac{1}{2} \cdot 1829300}{35 \cdot 94,5^2} \cdot \frac{7}{8} \cdot \frac{1}{3} = 6,40 - 2,39 = 4,01 \text{ кг/см}^2;$$

у начала вут

$$\tau_0 = \frac{Q}{b_1 z} - \frac{M_0}{b_1 z^2} \cdot \frac{7}{8} \operatorname{tg} \alpha = \frac{20604}{35 \cdot 69} - \frac{758300}{35 \cdot 69^2} \cdot \frac{7}{8} \cdot \frac{1}{3} = 8,53 - 1,33 = 7,20 \text{ кг/см}^2.$$

Под сосредоточенным грузом (второстепенной балкой):

$$\tau_0 = \frac{19785}{35 \cdot 76,0} = 7,44 \text{ кг/см}^2.$$

На хомуты:

$$\tau_b = 2,28 \text{ кг/см}^2.$$

На отогнутые стержни:

$$Z_s = \frac{[(5,31 + 6,25) 130 + (4,92 + 1,73) \cdot 90] 35}{2 \sqrt{2}} - \frac{5,33 \cdot 10 \cdot 35}{\sqrt{2}} = 23632 \text{ кг.}$$

Требуемое сечение стержней:

$$F_s = \frac{Z_s}{1200} = \frac{23632}{1200} = 19,70 \text{ см}^2.$$

Достаточно 3 Ø 22 мм + 3 Ø 19 мм = 19,22 см², но для симметричности отгибов переводим с крайнего пролета на 1 Ø 22 мм, а 2 Ø 22 мм.

Здесь также под второстепенной балкой ставится дополнительный стержень Ø 19 мм, по тем же соображениям, что и у первой от стены балки; концы стержня закрепляются в сжатой зоне.

§ 32. Проверка на сцепление арматуры с бетоном.

Как было отмечено выше (стр. 147), в области расположения арматуры скалывающие силы (соответствующие разнице растягивающих напряжений в двух соседних сечениях арматуры), передаваясь железу, уравниваются суммой напряжений сцепления, проявляющегося исключительно между поверхностью железа и бетоном * (черт. 243).

Обозначив через τ_1 напряжение сцепления в кг/см² и через u — сумму окружностей (периметров) стержней в см, уложенных на ширине b , можно написать, что на единице длины плиты или балки $\tau_1 \cdot u \cdot 1 = \sigma_0 \cdot b \cdot 1$, откуда

$$\tau_1 = \frac{\sigma_0 b}{u} = \frac{Q}{u \cdot z} \quad (67)$$

Можно указать еще на следующую зависимость напряжения сцепления от величины растягивающих усилий при изгибе, а именно: растягивающее усилие в любом сечении балки передается через бетон

* Mörsch E. Der Eisenbetonbau, Bd. 1, H. 2, S. 10.

железу (в предположении стадии II) при посредстве „среднего напряжения сцепления“, от рассматриваемого сечения и до конца, т. е. полное растягивающее усилие в арматуре должно быть равно сумме напряжений сцепления, действующих по длине стержней.

Для сечения балки на расстоянии x от опоры (черт. 244), сумма всех напряжений сцепления будет равна $\tau_x \cdot u(x+c)$, где τ_x — среднее сцепление на длине $x+c$, u — сумма периметров всех стержней и крюки*; полное же растягивающее усилие в железе в этом сечении

$$Z = \sigma_s \cdot F_s = \frac{M_x}{z}$$

Таким образом

$$\tau_x \cdot u(x+c) = \frac{M_x}{z},$$

откуда

$$\tau_x = \frac{M_x}{z \cdot u(x+c)}, \quad (68)$$

τ_x — величина переменная, находящаяся в зависимости от x , и наибольшее значение τ_x будет в сечении, которое определяется из условия

$$\frac{d\tau_x}{dx} = 0.$$

Для частного случая равномерно-распределенной нагрузки и в предположении, что $c=0$:

$$\tau_x = \frac{(pl - px)x}{2zu} = \frac{pl - px}{2zu}.$$

Здесь $\max \tau_x$ будет при $x=0$, т. е.

$$\max \tau_x = \tau_1 = \frac{pl}{2zu} = \frac{pl}{2} \cdot \frac{1}{zu} = \frac{Q}{zu},$$

что соответствует формуле (67).

По этому способу (формула 68), рекомендованному Австрийскими нормами, величины напряжений сцепления получаются меньшими, чем по формуле (67), отличающейся простотой, но в которой не учтено влияние длины стержней за теоретической опорой и крюки.

Укажем на те основные положения и формулы, которые рекомендуются Германскими нормами для проверки напряжения сцепления и которые опираются, главным образом, на опытные данные.

По этим нормам, для определения напряжения сцепления у плит и балок, имеющих только прямые стержни с хомутами, или без них, применяется формула (67). Если же имеются отогнутые стержни, в виде простой или двойной (сложной) решетки (черт. 221 и 222), которые одни в состоянии воспринять все косые растягивающие напряжения, то для определения напряжения сцепления в нижних прямых стержнях принимается только половина поперечной силы, т. е.

$$\tau_1 = \frac{Q}{2uz}. \quad (69)$$

Эта формула, согласуясь с результатами опытов, обоснована, до некоторой степени, теоретически, и может быть выведена, пользуясь теорией решетчатых ферм**; при выводе формулы пренебрегается концами стержней за теоретической опорой и действием крюков.

* По Австрийским нормам при остроугольных крюках прибавляется 4-кратный, а при полукруглых — 12-кратный диаметр стержней.

** Mörsch E. Der Eisenbetonbau, Bd 1. Н. 2, 1922 г., S. 76.

Согласно тех же норм, проверка на сцепление не требуется, если стержни, при толщине не более 25 мм, снабжены полукруглыми или остроугольными крюками, так как в таких случаях, как показывают опыты, хорошо исполненные крюки в состоянии передать все растягивающие усилия на бетон, без разрушения его; при более толстых стержнях, когда крюки передают на бетон слишком большие давления, представляется необходимым, чтобы растягивающее усилие железа передавалось бетону через посредство сопротивления скольжению, разгрузив таким образом крюки.

Следует заметить, что в действительности напряжение сцепления часто будет меньше расчетного, вследствие пренебрежения при выводе формул работой бетона на растяжение, а также влиянием закрепления стержней и наличия хомутов. Многими опытами установлено, что сила сцепления между железом и бетоном, вообще, больше, чем сопротивление скалыванию.

По Единым нормам 1930 г. допускаемое напряжение на сцепление бетона с железом, в зависимости от марки бетона, — 5, 4,5 и 3,5 кг/см².

Германские нормы устанавливают для напряжения на сцепление (сопротивление скольжению) $\tau_1 = 5 \text{ кг/см}^2$; на скалывание же, при обыкновенном цементе $\tau_0 = 4 \text{ кг/см}^2$ и при высокосортном $\tau_0 = 5,5 \text{ кг/см}^2$.

Определение напряжения сцепления производится только для растянутого железа, так как для сжатого оно всегда будет меньше **. Затем, так как на промежуточных опорах неразрезных балок, обычно, бывает достаточное количество железа, то при проверке напряжения сцепления можно ограничиваться только прямыми стержнями, выходящими на крайние опоры.

* Если при проверке на сцепление получится слишком высокое напряжение, то, проще всего, следует, не изменяя общего поперечного сечения железа, взять более тонкие стержни, у которых общий периметр будет больше. Как следует из формул (67) и (69), напряжение сцепления зависит и от плеча внутренних сил z , а следовательно, увеличением полезной высоты h , можно также уменьшить напряжение сцепления.

Для простых плит, обыкновенно, нет надобности производить проверку на сцепление, как и расчет на скалывание, так как эти напряжения у них имеют незначительную величину.

Впрочем, многочисленные опыты Шюла, Пробста, Залигера, Клейнлогеля и др. показали, что проверка на сцепление, вообще, является излишней, если другие напряжения не превосходят допускаемых пределов ***.

Пример. Проверить сцепление для данных примера 2 на стр. 185.

Так как толщина прямых стержней (4 Ø 29 мм) больше 25 мм, то, согласно Вр. норм НКПС, проверка на сцепление необходима:

$$\tau_1 = \frac{Q}{2uz} = \frac{11\,500}{2 \cdot 4 \cdot 9,11 \cdot 56,7} = 2,78 \text{ кг/см}^2, \quad (69)$$

что меньше допускаемого (5 кг/см²).

§ 33. Проверка растягивающих напряжений в бетоне.

По прежним русским нормам 1921 г., для сооружений или частей их, подверженных действию сырости, дыма, газа и других вредных влияний, которые могли бы вызвать ржавление арматуры в случае образования трещин, а также для всех железобетонных мостовых сооружений,

* По Вр. нормам 1926 г. для допускаемых напряжений на сцепление с железом (если таковое подлежит учету) принимаются те же величины, что и на скалывание, т. е. $\tau_1 = \tau_0$. По Вр. нормам НКПС — $\tau_1 = \tau_0 + 1$. По новому проекту норм τ_1 в зависимости от марки бетона 6, 5 и 4 кг/см².

** Mörsch K. Der Eisenbetonbau. Bd. 1 H. 2, 1922 г. S. 13.

*** Kersten C. Der Eisenbetonbau. Teil 1, 1922, S. 160.

требовалось производство поверочных расчетов с учетом работы бетона на растяжение.

Вр. нормы 1926 г.* таковых расчетов уже не требуют и указывают только, что для подобного рода сооружений должна быть увеличена толщина слоя бетона, покрывающего арматуру, не менее как на 1 см, т. е. до 2 см для плит и до 3 см для балок и колонн.

Нормы же НКПС 1926 г. вводят еще понижение допускаемого напряжения для железа до 900 кг/см^2 , а в резервуарах до 750 кг/см^2 .

Как показали опыты Мёрша, плиты и балки прямоугольного сечения, имеющие сравнительно небольшой процент арматуры и рассчитанные по стадии II, при обычно допускаемых напряжениях, обладали 1,25—1,50-кратным запасом против появления трещин; наоборот, ребристые плиты (тавровые балки), в ребрах которых имелся относительно больший процент железа, дали меньший коэффициент запаса, в 1,10, при допускаемом σ_s в 750 кг/см^2 .

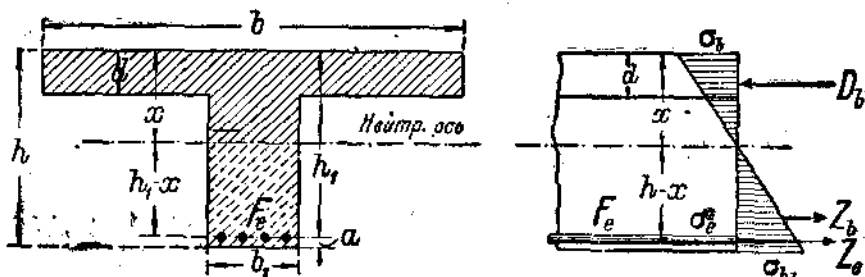
Следовательно, учет растягивающих напряжений в бетоне, для указанных выше случаев, может быть уместным, главным образом, для ребристых конструкций. При этом опасность появления трещин в тавровых балках, в местах с положительным моментом, может быть уменьшена понижением норм напряжений σ_s и σ_b , а также и уменьшением процентного содержания железа в ребре; в местах же с отрицательным моментом (над опорами), эта опасность, вследствие содействия плиты на растяжение, меньше, чем даже у прямоугольного сечения той ширины и высоты, которые принимаются при расчете по стадии II.

Следует заметить, что проверка на растягивающие напряжения в бетоне не исключает возможности появления трещин от других причин, как-то: от условий твердения бетона, от условий производства работ (перерыв бетонирования), динамического действия нагрузки, влияния температуры.

Поэтому некоторые нормы для указанного рода сооружений и дают пониженные величины допускаемых напряжений, не требуя проверки на растяжение бетона.

Что касается самого расчета (учета растягивающих напряжений в бетоне), то он не представляет особых затруднений, приняв только распределение напряжений по высоте поперечного сечения, соответствующим стадии I.

Здесь ограничимся выводом формул для тавровой балки с простой арматурой (черт. 245), при одинаковых величинах модулей упругости бетона при растяжении и сжатии ($E = 140\,000 \text{ кг/см}^2$).



Черт. 245.

Вывод формул для сечения с двойной арматурой легко сделать по приводимому методу.

Наибольшие напряжения в балке можно определить, пользуясь обычной формулой изгиба

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{Mx}{J},$$

* То же и проект новых норм.

где J — момент инерции приведенного сечения относительно нейтральной оси.

Положение нейтральной оси, по прежнему, определяется из условия, что статический момент сечения относительно нее равен 0:

$$(b - b_1) \cdot d \cdot \left(x - \frac{d}{2}\right) + b_1 \left[\frac{x^2}{2} - \frac{(h-x)^2}{2}\right] - nF_s(h_1 - x) = 0$$

$$[(b - b_1)d + b_1h + nF_s]x = (b - b_1)\frac{d^2}{2} + b_1\frac{h^2}{2} + nF_s h_1$$

$$x = \frac{(b - b_1)\frac{d^2}{2} + b_1\frac{h^2}{2} + nF_s \cdot h_1}{(b - b_1)d + b_1h + nF_s} \quad (70)$$

$$J = \frac{b}{3}[x^3 - (x - d)^3] + \frac{b_1}{3}[(x - d)^3 + (h - x)^3] + nF_s(h_1 - x)^2 \quad (71)$$

Напряжения определяются по формулам:

$$\sigma_s = \frac{Mx}{J}; \quad \sigma_c = \frac{M(h_1 - x) \cdot n}{J}$$

$$\sigma_{bx} = \frac{M(h - x)}{J} = \sigma_c \cdot \frac{h - x}{x} \quad (72)$$

Вычисление при этом расчете (по стадии I) напряжений σ_s и σ_c не имеет практического значения, так как они всегда меньше соответствующих напряжений по стадии II.

Затем, как было отмечено, в местах с отрицательным моментом (над опорами) определение напряжения σ_{bx} , обыкновенно, является излишним, так как, вследствие содействия плиты, оно получается ниже допускаемого.

§ 34. Проверка на кручение.

1. Опытные исследования.

В железобетонных конструкциях случай расчета (проверки) балок на кручение встречаются сравнительно редко; их всячески стараются избегать, если только этому не препятствуют технические или чисто архитектурные соображения.

Произведенный целый ряд опытов * над кручением железобетонных призм (балок) показал, что в них, под влиянием крутящего момента, возникают косые растягивающие напряжения, вызывающие появление трещин, наклоненных под углом в 45° к оси призмы, причем последовательное направление этих трещин по всем граням призмы имеет характер спирали (черт. 246).

Целесообразно поэтому и арматуру для восприятия этих растягивающих усилий применять также в виде спирали, но направленную в сторону противоположную направлению трещин, и также под углом в 45° к оси призмы.

Действительно, опыты подтвердили, что такая арматура, расположенная вблизи поверхности балки, дала наилучшие результаты.

Хомуты, поставленные нормально к оси балки, также повышают сопротивление кручению, но в меньшей степени, чем спиральная обмотка.

Что касается продольной арматуры, то при наличии хомутов или спирали она сравнительно незначительно увеличивает сопротивление кручению, главная же ее роль сводится преимущественно к образованию остова для установки поперечных хомутов, или спиральной обмотки.

Затем, сопротивление кручению бруска со спиральной обмоткой под углом в 45° складывается из сопротивления кручению бетонного бруска без арматуры и сопротивления кручению самой обмотки, пропадающего при достижении железом предела текучести.

* Особенно Германской железобетонной комиссией (вып. 16, 1912 г.).

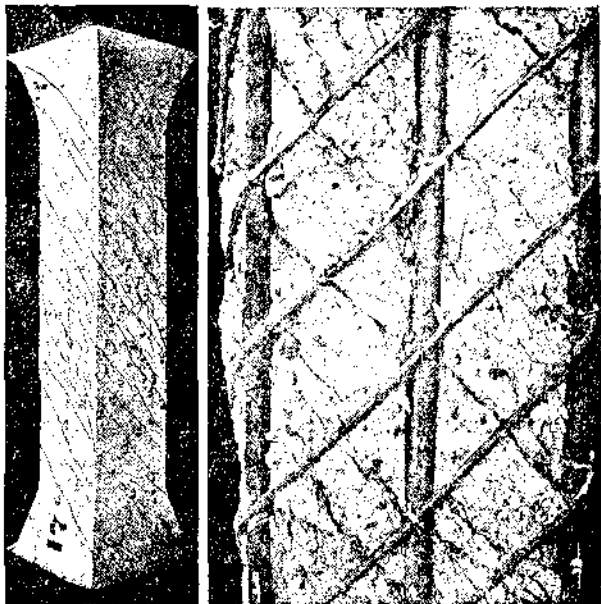
В то время как у чисто бетонных призм появление первой трещины сразу же сопровождается разрушением образца, в призмах со спиральной обмоткой разрушение наступает значительно позже появления первой трещины и притом тем позднее, чем сильнее обмотка.

Выяснено также, что появление первой трещины в бетоне соответствует напряжению его на скалывание, равное $\tau = 30 \text{ кг/см}^2$, которое при помощи спиральной обмотки может быть повышено до 80 кг/см^2 .

Наружный бетонный слой, прикрывающий поперечную арматуру, при опытах на разрушение отскакивает, и потому не должен учитываться.

Эти главнейшие результаты опытов и послужили основанием как для расчета железобетонных балок на кручение, так и для рационального конструирования их.

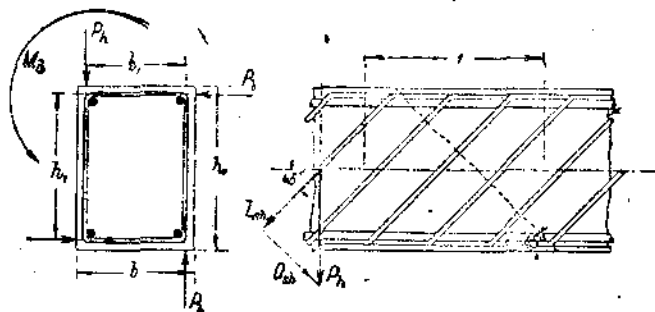
Ниже приводится элементарный вывод формул * для расчета на кручение балок прямоугольного сечения, которое находит преимущественное применение в железобетоне.



Черт. 246.

2. Расчет на кручение балок прямоугольного сечения.

Пусть на балку, высотой h и шириной b (черт. 247), действует крутящий момент M_d , который может быть представлен в виде момента двух пар поперечных сил P_h и P_b , действующих в плоскостях арматурной обмотки:



Черт. 247.

$$M_d = P_h \cdot b_1 + P_b \cdot h_1.$$

Как следует из опытов, в плоскостях граней балки возникают косые, растягивающие усилия Z_{sh} , нормальные к направлению трещин и составляющие с осью балки угол в 45° .

Если P_h и P_b — силы, приходящиеся на единицу длины балки, то соответствующие косые растягивающие усилия на единицу длины будут:

$$Z_{sh} = \frac{P_h}{h_1 \sqrt{2}} \quad \text{и} \quad Z_{sb} = \frac{P_b}{b_1 \sqrt{2}}.$$

Из условия образования трещин, которые почти одновременно появляются на гранях балки, можно заключить, что силы растяжения

* По Залигеру.

в спирали по всем граням должны быть равны между собой. Поэтому можно написать, что:

$$Z_{ab} = Z_{ab} = Z_{ab}$$

или

$$\frac{P_a}{b_1 \sqrt{2}} = \frac{P_b}{b_1 \sqrt{2}}$$

откуда

$$P_a = \frac{h_1}{b_1} P_b$$

Решая это уравнение совместно с $M_d = P_a b_1 + P_b h_1$, найдем:

$$P_a = \frac{M_d}{2b_1} \quad \text{и} \quad P_b = \frac{M_d}{2h_1}$$

Таким образом, внутренние косые растягивающие усилия на единицу длины балки будут

$$Z_s = \frac{M_d}{2b_1 h_1 \sqrt{2}}$$

Обозначив через F_{ss} — площадь поперечного сечения всех витков спирали, приходящихся на единицу длины балки, и σ_{ss} — напряжение на растяжение в спирали, имеем:

$$Z_s = F_{ss} \sigma_{ss} = \frac{M_d}{2b_1 h_1 \sqrt{2}}$$

отсюда

$$\sigma_{ss} = \frac{M_d}{2b_1 h_1 \sqrt{2} \cdot F_{ss}} \quad (73)$$

и обратно

$$F_{ss} = \frac{M_d}{2b_1 h_1 \sqrt{2} \cdot \sigma_{ss}} \quad (74)$$

При постановке вместо спирали вертикальных хомутов (или спирали с малым уклоном), с площадью поперечного сечения F_{ss} на единицу длины балки, на основании предыдущих выводов, можно написать:

$$\sigma_{ss} = \frac{M_d}{2b_1 h_1 F_{ss}} \quad (75)$$

и

$$F_{ss} = \frac{M_d}{2b_1 h_1 \sigma_{ss}} \quad (76)$$

Как видно из этих формул, растягивающие напряжения в поперечной арматуре зависят от площади ядра поперечного сечения, охваченного арматурой.

Похожим же путем можно вывести формулы для круглого сечения (черт. 248):

при спиральной арматуре

$$\sigma_{ss} = \frac{2M_d}{\pi D_1^2 \sqrt{2} \cdot F_{ss}} \quad (73')$$

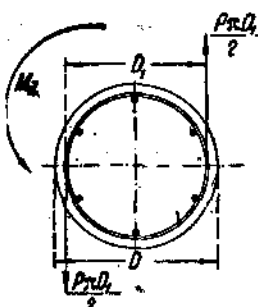
при хомутах

$$\sigma_{ss} = \frac{2M_d}{\pi D_1^2 \cdot F_{ss}} \quad (75')$$

Напряжение в продольной арматуре также рассчитывается по формуле (75), подставив F_s вместо F_{ss} , т. е.

$$\sigma_s = \frac{M_d}{2b_1 h_1 F_s} \quad (77)$$

При расчете сопротивления скручиванию одного бетона при прямо-



Черт. 248.

угольном сечении, наибольшее скалывающее напряжение может быть определено при помощи таблицы Сен-Венана, по формуле *

$$\tau_d = \frac{M_d}{k_1 b^2 h} = \frac{M_d}{W_d} \quad (78)$$

где τ_d — наибольшее скалывающее напряжение при кручении в середине большой стороны h прямоугольника,

k_1 — коэффициент, зависящий от отношения $\frac{h}{b}$,

$W_k = k_1 b^2 h$ — момент сопротивления при кручении.

ТАБЛИЦА VI ** (Сен-Венана)

для расчета прямоугольных сечений на кручение

$$\tau_d = \frac{M_d}{k_1 b^2 h}; \theta = \frac{M_d}{G k_2 b^3 h} \text{ — удельный угол кручения; } T = k_2 b^3 h \text{ — коэффициент кручения.}$$

$\frac{h}{b}$	k_1	k_2	$\frac{h}{b}$	k_1	k_2
1,00	0,208	0,141	2,00	0,246	0,229
1,10	0,214	0,154	2,50	0,258	0,249
1,20	0,219	0,166	3,00	0,267	0,263
1,25	0,221	0,172	3,50	0,275	0,273
1,30	0,223	0,177	4	0,282	0,281
1,40	0,227	0,187	5	0,292	0,291
1,50	0,231	0,197	10	0,312	0,312
1,60	0,234	0,204	20	0,323	0,323
1,75	0,239	0,214	30	0,333	0,333
1,80	0,240	0,217	—	—	—

Если τ_d не превышает величины допускаемого напряжения в 5,2; 4,4 или 3,6 кг/см² ***, для 1, 2 и 3 марки бетона, то никакого армирования на кручение не требуется.

Если же полученная по формуле величина превосходит указанный предел, то часть напряжения в 3; 2,5 и 2 кг/см², в зависимости от марки бетона, передается на бетон, а остаток — на добавочные продольную и поперечную арматуры.

По проекту Новых норм величина τ_d не должна быть больше 0,16 R_{28} — τ_0 ; τ_0 — величина скалывающего напряжения, получающаяся в рассматриваемом элементе, если одновременно с кручением, он подвержен также изгибу.

Затем, этим проектом норм не рекомендуется практически применение спиральной арматуры, хотя теоретически и более экономной, но способной воспринимать момент только одного направления и в прямоугольных сечениях трудно исполнимой.

Хомуты следует делать замкнутыми с перелусками каждого конца на 30°.

Расчет же добавочной продольной арматуры и хомутов производится по формуле

$$(f_s + f_{sb}) = \frac{\Delta M_d}{2 F_k \sigma_s}$$

где $(f_s + f_{sb})$ — сечение добавочной продольной арматуры на пог. сантиметр периметра ядра сечения плюс сечение добавочных хомутов на пог. сантиметр длины скручиваемого элемента;

ΔM_d — доля крутящего момента, передаваемого на арматуру;

F_k — площадь сечения ядра,

σ_s — допускаемое напряжение железа на растяжение ****.

* Рекомендованная проектом новых норм 1931 г.

Это же напряжение может быть определено по Баху:

$$\left. \begin{aligned} \tau_d &= \varphi \cdot \frac{M_d}{b^2 h}, \text{ где } b < h \\ \varphi &= 3 + \frac{2,6}{0,45 + \frac{h}{b}} \end{aligned} \right\} \quad (78')$$

Коэффициент φ изменяется в пределах от 4,79, для квадратного сечения до 3 — для прямоугольного.

** Исправленная по нормам 1931 г.

*** По проекту норм 1931 г.

**** По Залегеру, допускаемое напряжение в хомутах ограничивается величиной $\sigma_{sb} = 500$ — 600 кг/см², а в спиральной обмотке $\sigma_{ss} = 1000$ до 1200 кг/см².

Эта формула для определения продольной арматуры и хомутов действительна для любой формы сечения без входящих углов.

При сложных сечениях, составленных из прямоугольных частей, доли полного крутящего момента M_d , приходящиеся на каждый отдельный прямоугольный элемент сечения, определяются из условия равенства углов кручения всех элементов:

$$\frac{M_{d1}}{G k_{2,1} h_1 b_1^3} = \frac{M_{d2}}{G k_{2,2} h_2 b_2^3} = \frac{M_{d3}}{G k_{2,3} h_3 b_3^3} = \dots = \frac{M_{dn}}{G k_{2,n} h_n b_n^3},$$

откуда следует, вообще, что

$$M_{d_i} = M_d \cdot \frac{k_{2,i} h_i b_i^3}{\sum_{i=1}^n k_{2,i} h_i b_i^3} = M_d \cdot \frac{T_i}{T},$$

где $T_i = k_{2,i} h_i b_i^3$; $T = \sum_{i=1}^n k_{2,i} h_i b_i^3$; k_2 — коэффициенты, зависящие от отношения $\frac{h_i}{b_i}$, данные в таблице VI.

По определении доли полного крутящего момента, приходящейся на каждый отдельный прямоугольный элемент сечения, наибольшее скалывающее напряжение в середине длинной стороны последнего, а также площадь сечения необходимой добавочной арматуры продольной и хомутов для каждого такого элемента, определяются по приведенным выше формулам.

Переход от одной части сечения к другой должен происходить по переходной прямой или дуге — плавной кривой, во избежание дополнительных напряжений во входящих углах.

Пример. Спроектировать железобетонную балку наименьшего размера, подверженную действию крутящего момента $M_d = 600\,000$ кгсм. Отношение сторон сечения $\frac{h}{b} = 1,5$.

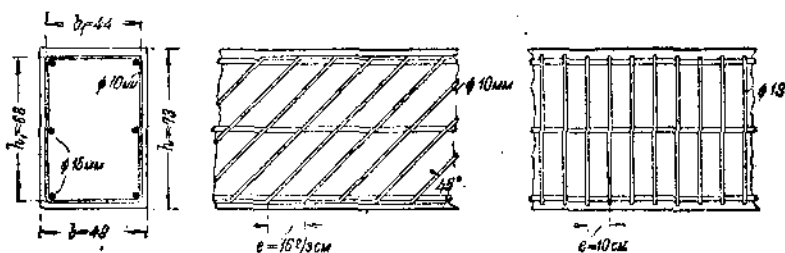
1. Расчет по Залигеру, применительно к Германским нормам 1925 г. (черт. 249).

При наибольшем допускаемом напряжении на скручивание $\tau_d = 15$ кгсм и $\frac{h}{b} = 1,5$ по формуле (78'):

$$\tau_d = \frac{\varphi \cdot M_d}{b^2 h},$$

где

$$\varphi = 3 + \frac{2,6}{0,45 + \frac{h}{b}} = 3 + \frac{2,6}{0,45 + 1,5} = 4,33,$$



Черт. 249.

$$b = \sqrt[3]{\frac{2\varphi M_d}{3\tau_d}} = \sqrt[3]{\frac{2 \cdot 4,33 \cdot 600\,000}{3 \cdot 15}} = 48,7 \text{ см},$$

$$h = 1,5 \cdot 48,7 = 73 \text{ см}.$$

Принимаем $b = 49$ см и $h = 73$ см.

Сечение ядра $b_1 = 49 - 2,5 \cdot 2 = 44$ см и $h_1 = 73 - 2,5 \cdot 2 = 68$ см.

Величина крутящего момента, воспринимаемого бетонным ядром, при $\tau_d = 4 \text{ кг/см}^2$:

$$M_k = \frac{\tau_d \cdot b_1^2 \cdot h_1}{\varphi} = \frac{4 \cdot 44^2 \cdot 68}{4,33} = 121\,600 \text{ кгсм.}$$

Момент, принимаемый спиральной обмоткой:

$$M_u = M_d - M_k = 600\,000 - 121\,600 = 478\,400 \text{ кгсм.}$$

Поперечное сечение спиральной обмотки, на длину балки в 1 см, при $\sigma_{es} = 1200 \text{ кг/см}^2$:

$$(74) \quad F_{es} = \frac{M_u}{2b_1 h_1 \sqrt{2} \cdot \sigma_{es}} = \frac{478\,400}{2 \cdot 44 \cdot 68 \cdot 1,41 \cdot 1200} = 0,047 \text{ см}^2,$$

т. е. $4,7 \text{ см}^2$ на 1 м длины.

Принимаем 6 витков на 1 м $\varnothing 10 \text{ мм}$, при действительном сечении $4,71 \text{ см}^2$.

При применении хомутов вместо спиральной обмотки и $\sigma_{es} = 600 \text{ кг/см}^2$:

$$(76) \quad F_{es} = \frac{M_u}{2b_1 h_1 \sigma_{es}} = \frac{478\,400}{2 \cdot 44 \cdot 68 \cdot 600} = 0,1332 \text{ см}^2,$$

т. е. $13,32 \text{ см}^2$ на 1 м длины, или 10 хомутов $\varnothing 13 \text{ мм}$, с действительной площадью сечения $13,27 \text{ см}^2$.

Площадь сечения продольной арматуры принимается без расчета, в количестве не менее 0,2% от сечения бетона.

При 0,3%:

$$F_s = 0,003 \cdot 49 \cdot 73 = 10,73 \text{ см}^2.$$

Верем $6 \varnothing 15 \text{ мм} = 10,60 \text{ см}^2$.

2. Расчет применительно к проекту новых норм.

При том же $\max \tau_d = 15 \text{ кг/см}^2$ * (соответствующем марке бетона М—150) по формуле Сен-Венана (78):

$$\tau_d = \frac{M_d}{k_1 \cdot b^2 h} = \frac{M_d}{1,5 k_1 b^3},$$

откуда

$$b = \sqrt[3]{\frac{M_d}{1,5 k_1 \tau_d}} = \sqrt[3]{\frac{600\,000}{1,5 \cdot 0,231 \cdot 15}} = 48,7 \text{ см}$$

$$h = 1,5 \cdot 48,7 = 73 \text{ см.}$$

Получаем те же размеры: $b = 49 \text{ см}$ и $h = 73 \text{ см}$.

Сечение ядра $b_1 = 44 \text{ см}$; $h_1 = 68 \text{ см}$.

Величина крутящего момента, воспринимаемого бетонным ядром, при $\tau_d = 3,5 \text{ кгсм}$ (для М—150):

$$M_k = k_1 \cdot b_1^2 \cdot h_1 \tau_d = 0,231 \cdot 44^2 \cdot 68 \cdot 3,5 = 106\,400 \text{ кгсм.}$$

На продольную арматуру и хомуты:

$$\Delta M_d = 600\,000 - 106\,400 = 493\,600 \text{ кгсм.}$$

Принимаем площадь сечения продольных стержней тоже в количестве 0,3% от площади сечения бетона, т. е. $6 \varnothing 15 \text{ мм} = 10,60 \text{ см}^2$.

* По Единым нормам для 2-й марки бетона $\max \tau_d = 10 \text{ кг/см}^2$, при котором сечение балки получается равным $56 \times 84 \text{ см}$.

По формуле $(f_s + f_{ss}) = \frac{\Delta M_d}{2F_s \sigma_s}$, при $\sigma_s = 1250 \text{ кг/см}^2$:

$$f_s = \frac{10,60}{2(44 + 68)} = 0,0478 \text{ см}^2 \text{ на } 1 \text{ см периметра ядра};$$

$$f_{ss} = \frac{493\,600}{2 \cdot 44 \cdot 68 \cdot 1250} - 0,0478 = 0,0187 \text{ см}^2 \text{ на } 1 \text{ см длины балки, или } 1,87 \text{ см}^2 \text{ на } 1 \text{ м.}$$

Принимаем 5 хомутов (через 20 см) диаметром 7 мм, с действительной площадью сечения $1,93 \text{ см}^2$.

35. Плиты с перекрестной арматурой („Четырехсторонние“ плиты).

1. Опытные исследования.

Как известно, в ребристых перекрытиях часто балки располагаются по двум взаимно-перпендикулярным направлениям, и в таких случаях перекрывающая их плита опирается по всему периметру, передавая нагрузку по обоим направлениям.

Общепотребительный расчет железобетонных „балочных“ плит, по параллельным полосам, рассматривая последние как обыкновенные балки, дает довольно точные результаты в случае длинных, вытянутых плит; влияние наличия опор по коротким сторонам здесь если и оказывается на состоянии деформаций и напряжений в средней части плиты, то только весьма незначительно. При отношении сторон свободно лежащей плиты $l_y : l_x = 3$, — напряжение в средней наиболее напряженной части приближается к таковому напряжению в „бесконечно длинной плите“ ($l_y : l_x = \infty$), поэтому уже при отношении сторон $l_y : l_x > 2$ обычный балочный метод — вполне допустим теоретически и практически.

Но при малых отношениях $l_y : l_x$ этот метод для плит, опирающихся по всему периметру, дает совершенно неправильные результаты. Так, например, при квадратной плите ($l_y : l_x = 1$) такой расчет (при данных размерах) приводит к величинам напряжений, превосходящим действительные в 3 раза.

Точный расчет этих плит представляет одну из наиболее сложных математических задач теории упругости*.

Однако, в настоящее время можно сказать, что вопрос этот разработан достаточно как трудами русских ученых (Тимошенко, Бубнов, Галеркин и др.), так и иностранных (Hager, Leitz, Marcisz и др.).

Для выяснения работы квадратных и прямоугольных железобетонных плит, опирающихся по периметру, были произведены также многочисленные опыты, из коих наиболее ценными являются опыты Германской железобетонной комиссии**.

Из результатов этих опытов здесь отметим только наиболее характерные явления.

У плит как квадратных, так и прямоугольных со свободно опертыми краями углы, под действием нагрузки, имеют тенденцию приподниматься, причем наибольшие давления (на единицу длины), передаваемые плитой на периметр, будут находиться в средних точках сторон периметра.

При постепенном увеличении нагрузки на квадратную плиту*** первые трещины появлялись с нижней стороны, в средней части, по на-

* Трудность точного расчета заключается, главным образом, в неопределенности опорных сил относительно их величины и распределения по периметру. Опорные давления концентрируются от углов к середине.

** Тетрадь 30-я.

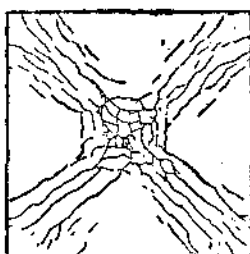
*** Опыты производились над квадратными плитами размерами $2,0 \times 2,0 \text{ м}$, толщиной 8 и 12 см, армированные (стержнями $\varnothing 7 \text{ мм}$ и часть — $\varnothing 10 \text{ мм}$) одна параллельно сторонам, другие — диагоналям; состав бетона для большинства плит был 1:2:3; нагрузка, принимавшаяся за равномерно-распределенную, была приложена в 16 пунктах плиты на равных расстояниях (черт. 251).

правлению диагоналей (черт. 250), и там же, по распространения трещин в углы, начиналось раскрытие их, вследствие достижения железом предела текучести.

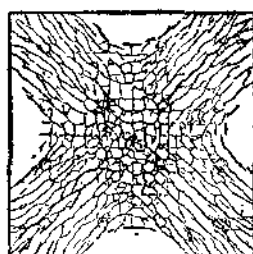
На верхней стороне плиты (черт. 251), при нагрузках, уже близких к предельной (разрушающей), появлялись трещины вблизи углов перпен-



$P = 7500 \text{ кг.}$

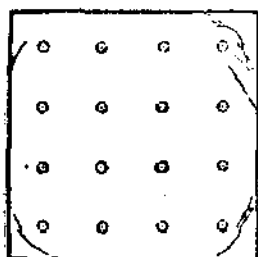


$P = 9000 \text{ кг.}$



$P_m = 26\,300 \text{ кг.}$

Черт. 250.



$P = 25\,000 \text{ кг.}$



$P = 26\,000 \text{ кг.}$



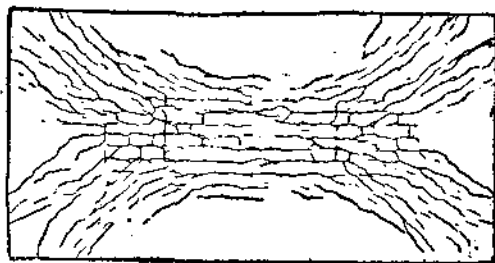
$P_m = 26\,300 \text{ кг.}$

Черт. 251.

дикулярно к диагоналям, имея в общем круговое очертание. Образование этих трещин объясняется тем, что в углы плиты через крюки передаются натяжения стержней, вызывающие эксцентричные сжимающие силы, которые в результате способствуют разрушению углов.

Появление трещин на верхней стороне способствовало раскрытию, от действия изгибающих моментов, диагональных трещин на нижней поверхности плиты. Наконец, на верхней стороне плиты, в направлении диагоналей, бетон раздроблялся, и притом в местах, ближайших к углам, так как в средней части, благодаря тому, что бетон сжат в обоих направлениях, приведенное напряжение его получалось меньше, чем в случае сжатия только в одном направлении.

Эти опыты показали, что армирование плит, параллельное сторонам, дает более высокую нагрузку перед появлением первых трещин, чем армирование, параллельное диагоналям; но на величину разрушающей нагрузки направление армирования не имело особого влияния.

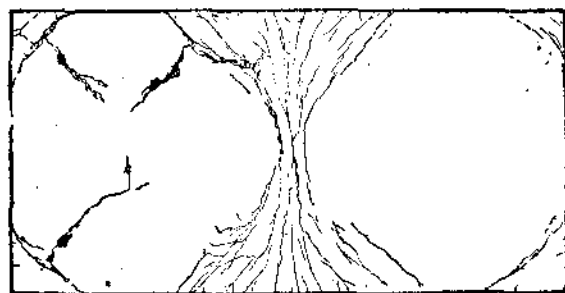
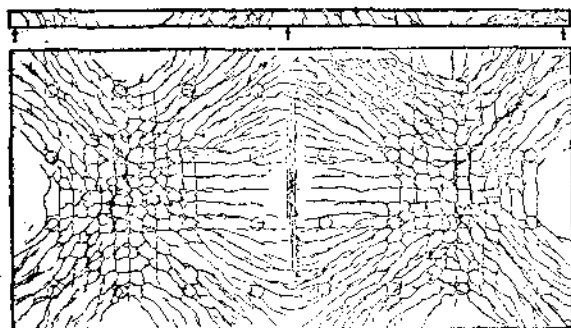


$P = 25\,000 \text{ кг.}$

Черт. 252.

Затем, были выяснены преимущество лучшей бетонной смеси, при прочих равных условиях, и выгодность распределения в бетонном сечении более тонких стержней, при одинаковом процентном содержании арматуры; а также оказалось, что одно и то же количество железа равномерно-распределенное менее выгодно, чем сгущенное к середине.

При прямоугольных плитах (размером 2×3 м и 2×4 м) первые трещины шли параллельно длинным сторонам (при квадратных — параллельно диагоналям), причем при дальнейшем увеличении нагрузки они удлинялись, направляясь (под $\angle 45^\circ$) к углам плиты (черт. 252). Разрушение происходило как вследствие раскрытия отдельных трещин, идущих параллельно длинным сторонам, с их продолжениями, так и вследствие поднятия углов плиты и разрушения бетона сверху по диагональным направлениям, вблизи углов.



Черт. 253.

Также были произведены опыты и с неразрезными плитами, перекрывающими два квадратных поля; расположение трещин на нижней и верхней стороне их видно из черт. 253.

2. Расчет плит с перекрестной арматурой.

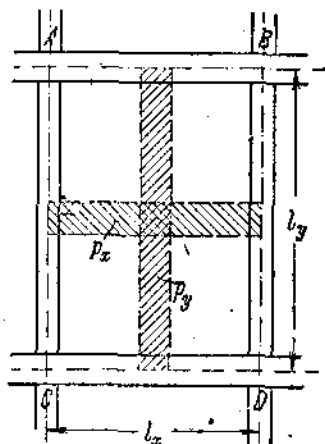
На основании упомянутых опытов, для свободнолежащих плит Мёршем выведены следующие формулы, давшие достаточно верные результаты*:

$$M_x = \frac{p l_x^2}{8\varphi} \cdot \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \quad \text{и} \quad M_y = \frac{p l_y^2}{z} \cdot \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4},$$

где φ при изменении отношения $l_y:l_x$ от 1 до 2 соответственно уменьшается от 1,34 до 1,25, а знаменатель z в выражении для M_y при отношении $l_y:l_x=1$ принимается равным 21,4, при больших же отношениях он уменьшается до 20, т. е. приблизительно одинаков.

Для обыкновенных случаев расчета четырехсторонних плит большинство существующих норм рекомендует при близких формулы, выводимые на основании некоторых допущений.

Так, прямоугольную плиту, опирающуюся по всему периметру и вооруженную перекрестной арматурой (черт. 254), можно рассматривать как бы состоящей из двух совместно работающих плит, каждую с арматурой одного направления. В таком случае распределение нагрузки p (приходящейся на единицу площади) на каждую из них, с пролетами l_x и l_y , приближенно можно определить из условия равенства прогибов двух полос, взаимно-перекрещивающихся в центре плиты, т. е. при равномерно-распределенной нагрузке можно написать:



Черт. 254.

$$f_1 = \frac{5}{384} \cdot \frac{p_y l_x^4}{E \cdot J_x} = f_2 = \frac{5}{384} \cdot \frac{p_x \cdot l_y^4}{E \cdot J_y},$$

где p_x и p_y — доли единичной нагрузки p , передаваемые в каждом направлении;

J_x и J_y — моменты инерции сечения рассматриваемых полос, имеющих одинаковую ширину.

Полагая $J_x = J_y$ *, получим

$$p_x l_x^4 = p_y l_y^4.$$

Кроме того, имеем, что $p_x + p_y = p$ — данной нагрузке на единицу поверхности плиты.

Решая два последние уравнения, найдем неизвестные p_x и p_y :

$$p_x l_x^4 = (p - p_x) l_y^4 = p l_y^4 + p_x l_y^4$$

$$p_x = p \cdot \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \quad (79)$$

$$p_y = p \cdot \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \quad (80)**$$

или $p_y = p - p_x$.

Зная же распределение нагрузки по обоим направлениям, можно написать выражения изгибающих моментов

$$M_x = \frac{p_x l_x^4}{8} \text{ и } M_y = \frac{p_y l_y^4}{8}, \quad (81)$$

а следовательно, и подобрать сечение плиты и арматуры по обоим направлениям.

Однако, найденные величины изгибающих моментов M_x и M_y должны быть уменьшены, так как каждая полоса, находящаяся ближе к краю плиты, получает меньший прогиб, чем соседняя с ней, находящаяся ближе к середине. Взаимное воздействие параллельных полос создает крутящие моменты, которые уменьшают изгибающие моменты.

Маркус (Marcus) на основании исследования*** дал особые множители (v), меньшие единицы, учитывающие влияние означенных крутящих моментов****.

Таким образом, для плиты, свободно-опертой по всему периметру и углы которой обеспечены против подъема, моменты в пролетах:

$$M_x = p_x \cdot \frac{l_x^2}{8} v_x \text{ и } M_y = p_y \cdot \frac{l_y^2}{8} v_y, \quad (82)$$

где

$$v_x = 1 - \frac{5}{6} \cdot \frac{l_x^2 \cdot l_y^2}{l_x^4 + l_y^4} \quad (83)$$

Для плиты, закрепленной по периметру, моменты в пролетах

$$M_x = + p_x \cdot \frac{l_x^2}{24} v_x \text{ и } M_y = + p_y \cdot \frac{l_y^2}{24} v_y, \quad (84)$$

где

$$v_x = 1 - \frac{5}{18} \cdot \frac{l_x^2 \cdot l_y^2}{l_x^4 + l_y^4} \quad (85)$$

* В действительности эти моменты инерции сечений взаимно-перпендикулярных полос не вполне равны между собой, так как перекрещивающиеся стержни арматуры лежат в разных уровнях, а значит и полезная высота плиты по каждому направлению имеет свою величину.

** Такое распределение нагрузки предписывается нормами некоторых стран (Германия, Италия, Англия и др.) и русскими старыми Нормами 1911 г.

*** Dr.-Ing. Marcus. Die vereinfachte Berechnung biegsamer Platten, 1925.

**** Германские нормы 1925 г. рекомендуют применение этого способа расчета плит с перекрестной арматурой при соотношении сторон не более 2:1.

Приказ № 84 ВСНХ от 29/х 1928 г. также рекомендует этот способ, в переработке Лёзера.

Моменты закрепления (на опорах):

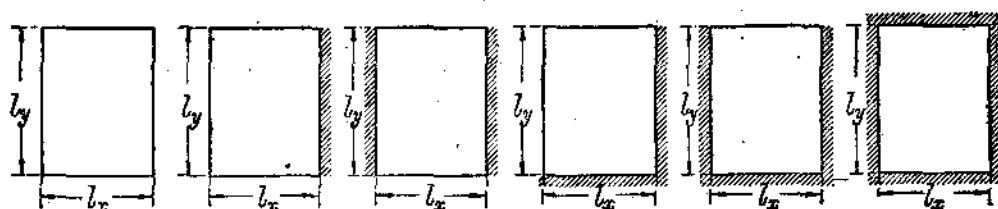
$$\left. \begin{aligned} M_x &= -p_x \cdot \frac{l_x^3}{12} = -p \cdot \frac{l_x^3}{12} \cdot \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \\ M_y &= -p_y \cdot \frac{l_y^3}{12} = -p \cdot \frac{l_y^3}{12} \cdot \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \end{aligned} \right\} \quad (86)$$

Для случаев же, когда углы плиты не обеспечены от подъема, в выражения пролетных моментов (82) подставляется $\nu = 1$.

На основе этого приближенного метода Маркуса Лёзером разработан удобный для практики прием, дающий возможность производить расчеты просто и почти точно, и притом как отдельных плит с перекрестной арматурой, так и неразрезных *.

1. Отдельные плиты.

В отдельных плитах, каждая из четырех сторон может быть свободно опертая или заделанная, в зависимости от чего могут быть 6 случаев опирания, указанных на черт. 255.



Черт. 255.

Для всех этих случаев даны следующие расчетные формулы:

$$q_x = x_x q, \quad q_y = (1 - x_x) q \quad (87)$$

$$M_{x_{\max}} = \frac{q l_x^2}{8}; \quad M_{y_{\max}} = \frac{q l_y^2}{8} \quad (88)$$

Приведенная в приложении VII таблица (Лёзера) составлена для всех 6 случаев опирания плит, при разных соотношениях сторон

$$\lambda = \frac{l_y}{l_x}.$$

Из этой таблицы при определении изгибающих моментов берутся соответствующие коэффициенты φ_x и φ_y .

Если же углы, в которых сходятся две свободно-опертых стороны, имеют стремление приподняться, то в формулы (82) для M должно быть подставлено $\nu = 1$. В этом случае по таблице приложения VII определяются только величины нагрузок

$$q_x = x_x q \text{ и } q_y = (1 - x_x) q,$$

для которых расчетные моменты в пролете вычисляются по формулам (81):

$$M_x = \frac{q_x l_x^2}{8} \text{ и } M_y = \frac{q_y l_y^2}{8}.$$

* Кроме таблиц Лёзера имеются еще числовые таблицы, также для равномерно-распределенной нагрузки, составленные на основе тех же формул Маркуса, а именно: Luethkens'a („Bauingenieur“, 1925, S. 659), Klagas'a („Bauingenieur“, 1927, S. 221), Bernhard'a („Zement“, 1928, S. 1732) и графики Wachsmann'a („Bauingenieur“, 1929, S. 634).

Расчет неразрезных плит с перекрестной арматурой производится по той же таблице и сводится к расчету отдельных однопролетных плит.

Действительно, представим себе всю равномерно-распределенную нагрузку на плите состоящей из двух частей:

$$q = q' + q'',$$

где

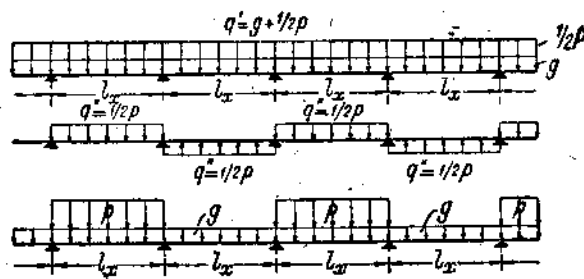
$$\begin{aligned} q' &= g + \frac{1}{2} p \\ q'' &= \frac{1}{2} p. \end{aligned} \quad (88')$$

При загрузении всех пролетов плиты сплошь только нагрузкой

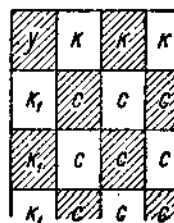
$$q' = g + \frac{1}{2} p$$

можно принять (по Маркусу), что плита каждого пролета жестко заделана на промежуточных опорах (черт. 256).

При загрузении же пролетов в шахматном порядке (черт. 257), а именно: одно поле (белое) нагрузкою $q'' = \frac{1}{2} p$, действующей вниз, а другое поле (черное) такой же нагрузкой, но действующей вверх, опорные моменты будут равны нулю, т. е.



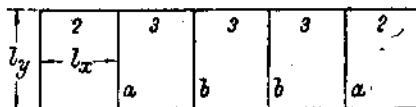
Черт. 256.



Черт. 257.

в этом случае плиту каждого пролета можно рассматривать как плиту свободно-опертую по контуру.

Таким образом, вычислив изгибающие моменты в пролете от нагрузки q' , в предположении полного защемления на всех промежуточных опорах, и моменты от нагрузки $\pm q''$, в предположении свободно-опертых сторон, и затем сложив их, получим значения моментов для всей нагрузки q , расположенной невыгодным образом.



Черт. 258.

Ниже приведены 3 вида неразрезных плит, для которых выписаны значения изгибающих моментов, причем числа на схемах означают соответствующие случаи состояния опор.

Однорядная неразрезная плита (черт. 258).

В крайних пролетах (2):

$$M_{x_{\max}} = l_x^2 \left(\frac{q'}{q_{2x}} \pm \frac{q''}{q_{1x}} \right); \quad M_{y_{\max}} = l_y^2 \left(\frac{q'}{q_{2y}} \pm \frac{q''}{q_{1y}} \right) \quad (89)$$

В средних пролетах (3):

$$M_{x_{\max}} = l_x^2 \left(\frac{q'}{q_{2x}} \pm \frac{q''}{q_{1x}} \right); \quad M_{y_{\max}} = l_y^2 \left(\frac{q'}{q_{2y}} \pm \frac{q''}{q_{1y}} \right) \quad (90)$$

Над опорами:

$$M_s = -\frac{1}{10} q l_x^2 x_{2x}; \quad M_z = -\frac{1}{12} q l_x^2 x_{2x}. \quad (91)$$

Двухрядная неразрезная плита (черт. 259).

В угловых пролетах (4):

$$M_{x_{\max}} = l_x^2 \left(\frac{q'}{q_{4x}} \pm \frac{q''}{q_{1x}} \right); \quad M_{y_{\max}} = l_y^2 \left(\frac{q'}{q_{1y}} \pm \frac{q''}{q_{1y}} \right) \quad (92)$$

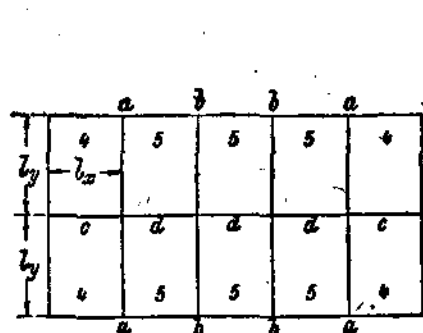
В крайних пролетах (5):

$$M_{x_{\max}} = l_x^2 \left(\frac{q'}{q_{5x}} \pm \frac{q''}{q_{1x}} \right); \quad M_{y_{\max}} = l_y^2 \left(\frac{q'}{q_{1y}} \pm \frac{q''}{q_{1y}} \right) \quad (93)$$

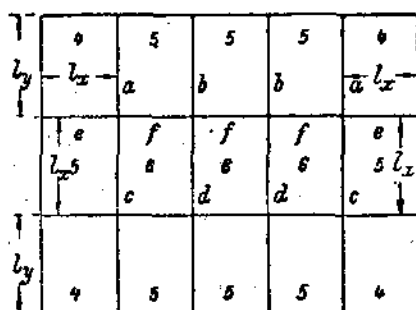
Над опорами:

$$\left. \begin{aligned} M_s &= -\frac{1}{10} q l_x^2 x_{5x}; \quad M_z = -\frac{1}{12} q l_x^2 x_{5x} \\ M_z &= -\frac{1}{8} q l_y^2 (1 - x_{4x}); \quad M_s = -\frac{1}{8} q l_y^2 (1 - x_{5x}) \end{aligned} \right\} \quad (94)$$

Трехрядная неразрезная плита (черт. 260).



Черт. 259.



Черт. 260.

В угловых пролетах (4) и в крайних (5) изгибающие моменты определяются по тем же формулам, что и для двухрядной плиты.

В средних пролетах (6):

$$M_{x_{\max}} = l_x^2 \left(\frac{q'}{q_{6x}} \pm \frac{q''}{q_{1x}} \right); \quad M_{y_{\max}} = l_y^2 \left(\frac{q'}{q_{6y}} \pm \frac{q''}{q_{1y}} \right) \quad (95)$$

Над опорами:

$$\left. \begin{aligned} M_s &= -\frac{1}{10} q l_x^2 x_{6x}; \quad M_z = -\frac{1}{12} q l_x^2 x_{6x} \\ M_z &= -\frac{1}{10} q l_x^2 x_{6x}; \quad M_s = -\frac{1}{12} q l_x^2 x_{6x} \\ M_s &= -\frac{1}{10} q l_x^2 x_{6x}; \quad M_z = -\frac{1}{12} q l_x^2 (1 - x_{6x}) \end{aligned} \right\} \quad (96)$$

Следует помнить, что для крайней („боковой“) плиты (5) направление l_x всегда должно быть параллельно свободно-опертому краю, так как в этом предположении вычислены соответствующие коэффициенты.

Затем, по Лёзеру, расчет опорных сечений производится по моменту в месте примыкания плиты к ребру, уменьшая вычисленный по формуле опорный момент на некоторую величину ΔM , равную

$$\Delta M = \frac{1}{2} Q \cdot \frac{b_1}{2} = \frac{1}{2} q x_0 l_0 \cdot \frac{b_1}{2} = \frac{1}{2} q x_0 l_0 \cdot \frac{b_1}{2},$$

где b_1 — ширина ребра.

Но можно вести расчет опорного сечения и как в обыкновенных („балочных“) плитах, т. е. по среднему опорному сечению, находя его расчетную высоту, пересечением продолжения наклонной плоскости вутов с осью ребра.

Вр. нормы 1926 г. расчет четырехсторонних плит рекомендуют производить с помощью таблиц, составленных профессором Галеркиным на основании выведенных им формул, а именно, § 25 * говорит: „Учет распределения нагрузки в четырехсторонней плите по двум направлениям как от сплошной, так и от сосредоточенной нагрузок может производиться на основании приложенных к сему таблиц, причем при отсутствии в таблицах соответствующих заданию величин, таковые берутся по интерполяции“.

Таблицы ** даны до отношения $b : a = 2$, но при отношении $b : a$ больше 1,5, но меньше 2, нормы разрешают рассчитывать плиту или как четырехстороннюю, или как балочную по пролету a . Затем, расчетные значения моментов даны в кгс/см , т. е. отнесены к полоске шириной в 1 см, и для получения M в кгс следует расчетные значения умножить на действительную ширину рассчитываемой части полоски в см, т. е. при сплошной нагрузке на 100 см, а при сосредоточенной на ширину, равную соответствующему размеру грузовой площадки a_1 или b_1 .

При расчете плит на равномерно-распределенную нагрузку, коэффициенты, приведенные в таблице 1 ***, подлежат умножению на pa^2 , независимо от того, ведется ли момент по пролету a или по пролету b , а при расчете на сосредоточенную нагрузку — коэффициенты таблицы 2 умножаются на груз P .

Для квадратной плиты с заделанными краями, момент в середине плиты, определенный по таблицам Галеркина, отвечает формуле $\frac{p l^2}{48}$, опорный же момент почти одинаков с моментом в центре свободно-опертой плиты.

Следует заметить, что опорный момент имеет наибольшее значение в середине опорной стороны; в углах плиты он равен нулю, а от угла к середине величины его быстро возрастает.

Так как плиты у опор обыкновенно усиливаются вутами, то при расчетах бывает необходимо знать величины моментов у начала вут. По данным проф. Галеркина, величины моментов по оси симметрии плиты, параллельной стороне a , изменяются следующим образом:

0 (край)	$\frac{a}{8}$	$\frac{a}{4}$	$\frac{3}{8}a$	$\frac{a}{2}$ (середина)
$M_x = -0,0517; -0,0102;$	$0,0106;$	$0,0198;$	$0,0220 pa^2$	при $b : a = 1$
$M_x = -0,0753; -0,0224;$	$0,0110;$	$0,0304;$	$0,0363 pa^2$	„ $b : a = 1,5$
$M_x = -0,0831; -0,0267;$	$0,0110;$	$0,0329;$	$0,0399 pa^2$	„ $b : a = 2,0$

Общие Вр. нормы, а также и нормы НКПС, относительно расчета четырехсторонних плит однопролетной и неразрезной конструкций дают еще следующие указания: „Нормы §§ 25 и 26 применимы при определении M как в балочных, так и в четырехсторонних плитам, с тем лишь различием, что в последних величины $(g + p)$ и M_{max} распределяются предварительно по двум направлениям согласно таблиц приложения к § 24, в зависимости от отношения сторон плиты и характера нагрузки“.

3. Конструктивные особенности плит с перекрестной арматурой.

Полезная высота плиты h_1 определяется по наибольшему моменту (M_{max}), получаемому по направлению короткой стороны.

По Германским нормам 1925 г., полезная высота h_1 плит с перекрестной арматурой должна составлять, по крайней мере, для свободно-лежащих — $\frac{1}{30}$ меньшего пролета, а для неразрезных и закрепленных плит — $\frac{1}{30}$ наибольшего расстояния между точками нулевых моментов меньшего пролета, но не менее $\frac{1}{30}$ пролета ****.

* По Вр. нормам НКПС 1926 к. § 24.

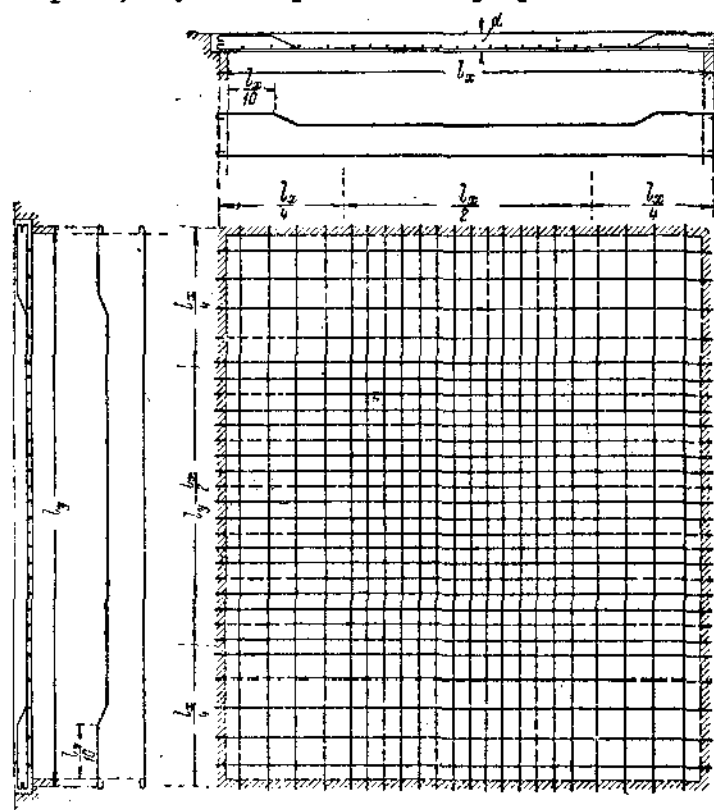
** См. Приложение VIII.

*** См. стр. 77.

**** По новому проекту Герм. норм 1931 г. для плит свободно опертых по контуру h_1 должна быть не $< \frac{1}{30}$ меньшего пролета, а для неразрезных и закрепленных — не $< \frac{1}{30}$ расстояния между точками нулевых моментов, но не $< \frac{1}{30}$ меньшего пролета.

Арматуру в направлении меньшей стороны следует располагать ниже арматуры, идущей по направлению большей стороны.

Особенностью армирования этих плит является прежде всего то, что стержни, идущие параллельно перекрестным балкам, вблизи последних

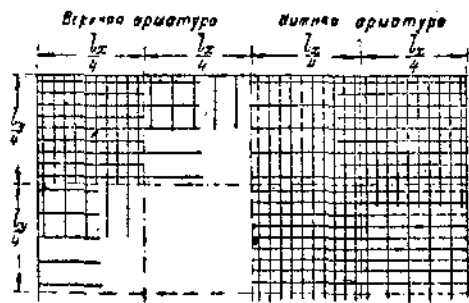


Черт. 261.

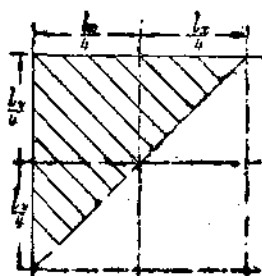
могут располагаться реже, чем в середине плиты, так как напряжения в плите близ балок возникают только поперек их. Поэтому, при армировании плиты, опертой по контуру (черт. 261), рекомендуется разбивать ее на три полосы в каждом направлении, а именно—крайние полосы по $\frac{1}{3}l_x$ (меньшего пролета), а средние соответственно в $\frac{l_x}{2}$ и $(l_y - \frac{l_x}{2})$, причем средние полосы армируются по расчетным моментам (каждого направления), а в крайних—ставится арматура в половинном количестве, но не менее чем 4 стержня на 1 м.

В свободно-лежащих плитах, имея в виду непредусмотренное закрепление на опорах, отгибается $\frac{1}{3}$ стержней каждого направления. В закрепленных же плитах отгибается до $\frac{2}{3}$ стержней и, кроме того, опоры усиливаются вутами.

Если углы свободно-опертой плиты обеспечены (например, поста-



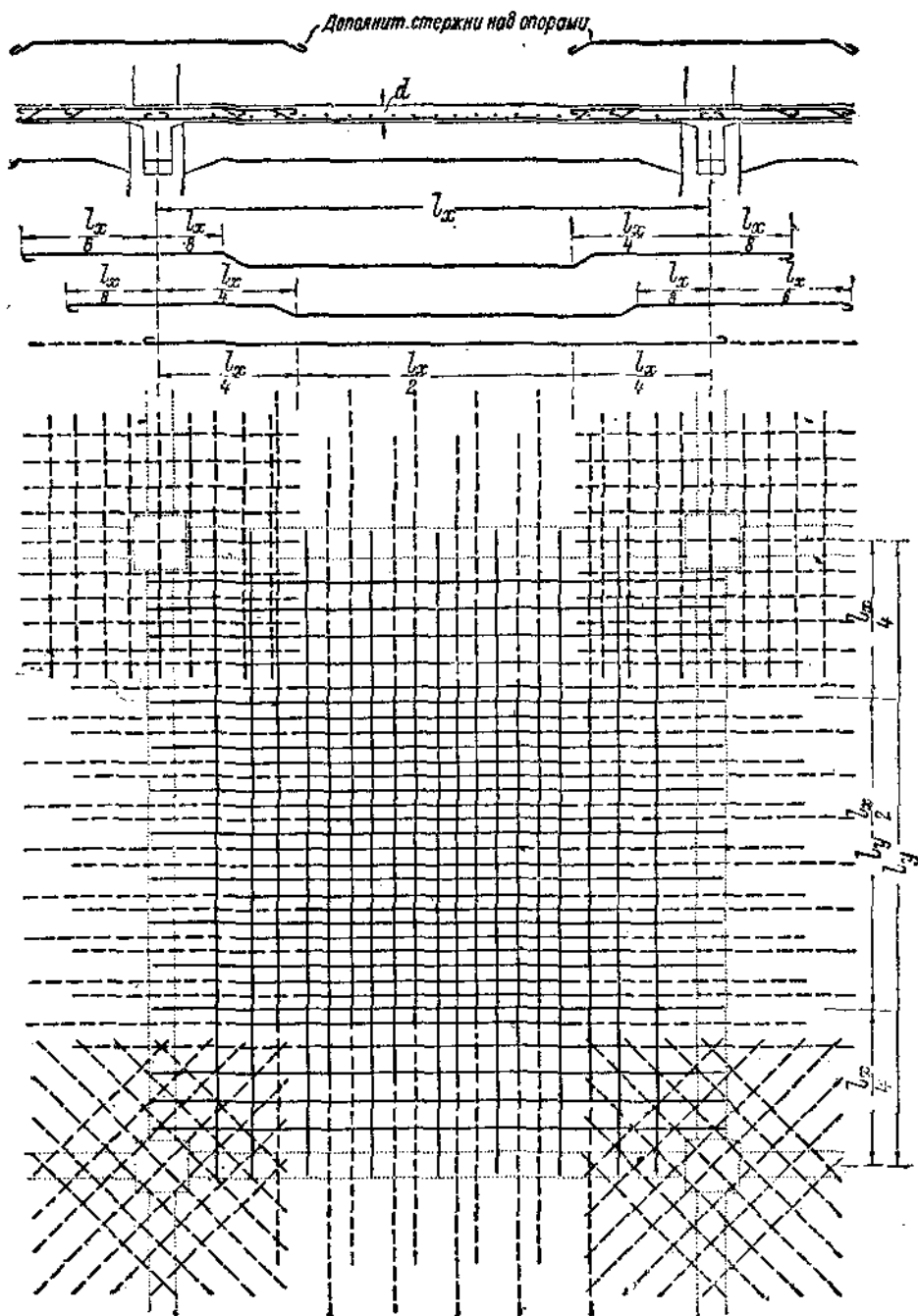
Черт. 262.



Черт. 263.

новкой анкеров) от поднятия, то вблизи углов возникают отрицательные моменты, для восприятия которых должна быть уложена арматура. По Маркусу, такие углы армируются поверху и понизу перекрестными стержнями того же сечения, что и нижняя арматура в середине пролета (черт. 262).

Так как главные напряжения в углах, вообще, идут почти параллельно диагоналям, то можно также вместо крестообразной верхней арматуры располагать диагональную, в количестве, равном арматуре



Черт. 264.

одного направления в середине пролета и на длину, равную $1/4$ диагонали (черт. 263) *.

* Такое усиление углов рекомендует в проект Новых норм.

Диагональное армирование более выгодно в экономическом отношении (меньше железа), крестообразное же, параллельное сторонам, дает большую безопасность в случаях неравномерной нагрузки, местной осадки опор, или неравномерного нагревания, когда главные напряжения не идут в направлении диагоналей.

Армирование углов при заделанных сторонах не является необходимым, так как в этом случае в углах возникают меньшие крутящие моменты.

В неразрезных плитах расположение перекрестной арматуры по обоим направлениям производится в соответствии с наибольшими положительными моментами в пролетах и отрицательными на опорах.

Вообще же относительно армирования этих плит следует заметить, что, несмотря на установившиеся способы расчета, точное приспособление армирования плит к изменениям моментов представляет задачу, более трудную, чем в плитах „балочных“, закрепленных в одном направлении.

На черт. 264 представлен способ армирования одного из средних пролетов неразрезной плиты с перекрестной арматурой.

Здесь распределение арматуры между средними и крайними половинами сделано так же, как и в свободно опертой плите. Но из средних частей каждого пролета по обоим направлениям отгибается на опоры в чередующемся порядке $\frac{2}{3}$ (или $\frac{1}{2}$) стержней и только на крайние опоры отгибается $\frac{1}{3}$ всех стержней. Прямые стержни могут идти непрерывно через два или несколько пролетов.

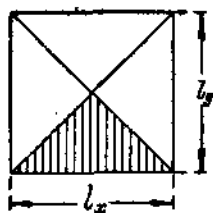
В виду трудности отгиба стержней из крайних частей пролета, для восполнения слабых мест в углах (над колоннами) добавляются верхние стержни, укладываемые или параллельно направлениям пролетов, или по диагоналям. Для этих стержней Мёрш рекомендует брать половину общего сечения стержней, располагаемых в середине плиты.

На чертеже, для ясности, не показаны стержни, переводимые с соседних полей; пунктиром обозначена верхняя арматура и части отогнутых стержней.

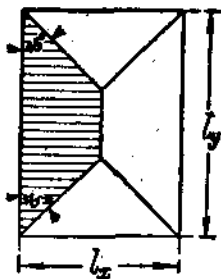
4. Расчет балок при плитах с перекрестной арматурой.

Точное определение передачи нагрузки от четырехсторонней плиты на ребра приводит к очень сложным математическим формулам. Поэтому обычно довольствуются приближенным распределением нагрузки.

Согласно Вр. нормам (§ 34), для распределения сплошной нагрузки „из углов плиты проводят биссектрисы, которые и отделяют площади,



Черт. 265.



Черт. 266.

нагрузка коих относится к соответственной стороне", т. е. при квадратных плитах (черт. 265) нагрузка на ребра передается по закону треугольника, а при прямоугольных (черт. 266)—по закону трапеции.

В этом случае на балки по направлениям l_x и l_y приходится нагрузки:

$$P_x = \frac{1}{4} l_x q \quad \text{и} \quad P_y = \frac{1}{4} l_y q (2l_x - l_y). \quad (97)$$

При этом предполагается, что l_x — короткая сторона; в обратном случае l_x и l_y следует поменять местами. Моменты от этих нагрузок при свободных опорах:

$$M_x = \frac{l_y^2 q}{24} \text{ и } M_y = \frac{(3l_y^2 - l_x^2) l_y q}{48}. \quad (98)$$

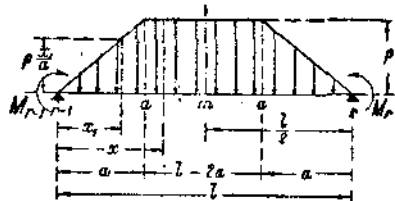
Для неразрезных балок с нагрузкой трапециoidalного или треугольного вида величины моментов находятся из решения уравнения 3 моментов Клапейрона, для чего необходимо знать только входящие в него члены, зависящие от нагрузок (грузовые члены).

Для балок с одинаковыми пролетами эти грузовые члены имеют следующие значения: для нагрузок треугольного вида

$$\frac{6L}{l} = \frac{6R}{l} = \frac{5}{32} pl^2;$$

для нагрузок трапециoidalного вида (черт. 267)

$$\frac{6L}{l} = \frac{6R}{l} = \frac{p^2}{4} \left[1 - 2 \left(\frac{a}{l} \right)^2 + \left(\frac{a}{l} \right)^3 \right].$$



Черт. 267.

Для облегчения вычислений в следующей таблице VII приведены: M для простой балки и грузовые члены $\frac{6L}{l} = \frac{6R}{l}$ для неразрезных балок

с нагрузкой трапециoidalного вида, для различных отношений $\frac{a}{l}$.

По определении опорных моментов (M_r и M_{r-1}), пролетные моменты уже легко могут быть найдены обычным путем. При нагрузке трапециoidalного вида, наибольшие моменты, вообще, приходятся на прямом участке ($a - a$), и общее выражение для пролетного момента будет следующее:

$$M_x = \frac{1}{2} p \left(lx - x^2 - \frac{a^2}{3} \right) + M_{r-1} + \frac{M_r - M_{r-1}}{l} x. \quad (99)$$

тах M_x находится в месте, где $\frac{dM_x}{dx} = 0$, т. е.

$$\frac{dM_x}{dx} = \frac{1}{2} (l - 2x) + \frac{M_r - M_{r-1}}{l} = 0,$$

откуда

$$x = \frac{1}{2} l + \frac{M_r - M_{r-1}}{lp}. \quad (100)$$

Перерезывающие силы:

для участка $(r-1) - a$

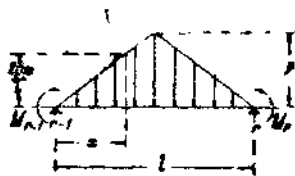
$$Q_{(r-1)-a} = Q_{r-1} - \frac{1}{2} p \frac{x_1^2}{2} \quad (101)$$

для участка $a - m$

$$Q_{a-m} = Q_{r-1} - \frac{1}{2} p (2x - a); \quad (101')$$

при нагрузке треугольного вида (черт. 268):

$$M_x = \frac{lp}{4} x - \frac{1}{8} \frac{px^3}{l} + M_{r-1} + \frac{M_r - M_{r-1}}{l} x \quad (102)$$



Черт. 268.

$$\frac{dM_x}{dx} = \frac{lp}{4} - \frac{px^2}{l} + \frac{M_r - M_{r-1}}{l} = 0$$

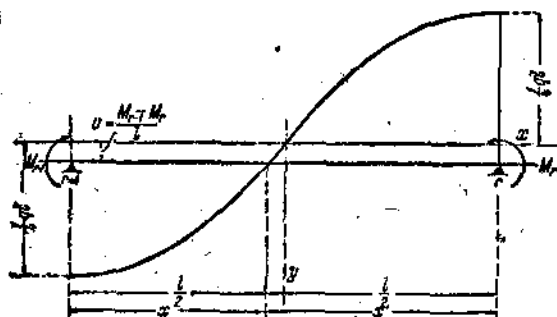
$$x = \sqrt{\frac{p}{4} + \frac{M_r - M_{r-1}}{p}}; \quad (103)$$

перерезывающая сила в любом месте:

$$Q_x = \frac{1}{4} pl - \frac{p}{l} x^2 + \frac{M_r - M_{r-1}}{l} \quad (104)$$

Как видно из формул (101) и (104), перерезывающие силы изменяются по кривым линиям, поэтому расчет на скалывание при нагрузках в виде трапеции и треугольника представляется несколько кропотливее, чем при равномерно-распределенной нагрузке.

Заметим еще, что эпюра перерезывающих сил для простой балки



Черт. 269.

стреугольной нагрузкой имеет ось балки совпадающей с осью x -ов (черт. 269).

При неразрезной балке кривая перерезывающих сил остается той же (в предположении одинаковых q и l), и только ось балки сдвигается на величину

$$u = \frac{M_{r-1} - M_r}{l}.$$

Ординаты кривой определяются по уравнению (104);

нулевая точка для перерезывающей силы находится в расстоянии x по уравнению (103).

Характер эпюры перерезывающих сил показывает, что косые стержни, как и следовало ожидать, здесь будут размещаться более равномерно и ближе подходить к середине балки, чем при равномерно-распределенной нагрузке. Вследствие этого не всегда возможно будет ближайšie к середине косые стержни образовать путем отгиба рабочей арматуры; также легко усмотреть, что перерезывающие силы почти равномерно изменяются на протяжении вут, относительно коротких.

Инж. Бош* для приближенных расчетов предложил нижеследующие формулы, заменяя действительные нагрузки на балки эквивалентными равномерно-распределенными:

$$\left. \begin{aligned} q_{ux} &= \frac{0,49(1,35\lambda + \lambda^2)}{1,6 + \lambda + \lambda^2} l_y q \text{ кг/м} \\ q_{uy} &= \left(0,5 - \frac{0,4\lambda^2}{1 + \lambda^2}\right) l_x q \text{ кг/м}, \end{aligned} \right\} \quad (105)$$

где $\lambda = \frac{l_x}{l_y}$ и $l_y > l_x$; q — нагрузка на единицу площади плиты, q_{ux} и q_{uy} — нагрузка на единицу длины балок по направлению l_x и l_y .

При квадратной плите:

$$q_{ux} = q_{uy} \cong 0,81 l_x q.$$

Эти формулы дают несколько преуменьшенные значения моментов.

* Dr.-Ing. Bosch. Kreuzförmig armierte Platten (Forschungsarbeiten aus dem Gebiete des Eisenbetons, H. 9, 1908).

Согласно Вр. нормам НКПС 1926 г. (§ 33), для упрощения расчета в менее ответственных случаях разрешается:

1. Заменять сосредоточенную нагрузку от ребра низшего порядка равномерно-распределенной.
2. Заменять сложную нагрузку треугольного или трапециoidalного вида равномерно-распределенной и равной наибольшему значению погонной нагрузки, соответствующей $\frac{2}{3}$ наибольшей ординаты треугольника или полной высоте трапеции.

5. Расчет кессонных перекрытий.

Кессонное перекрытие, представляя плиту с частыми перекрестными ребрами, опертую по всему контуру (черт. 270), может быть рассчитано применительно к общему методу расчета плит с перекрестной арматурой.

Для воображаемых балок, проходящих по середине перекрытия (углы которого обеспечены от подъема), изгибающие моменты на единицу ширины будут

$$M_x = \frac{q_x^2}{\varphi_x} \text{ и } M_y = \frac{q_y^2}{\varphi_y}.$$

При расстоянии между продольными и поперечными балками a и b моменты в средних балках:

$$M_{xm} = b \cdot M_x \text{ и } M_{ym} = a \cdot M_y.$$

Нередко подобранные по этим моментам сечения распространяются и на все остальные балки обоих направлений.

В действительности же, балки, расположенные по сторонам средних, получая меньшие прогибы, будут подвергаться и меньшим изгибающим моментам. Для определения величин моментов в боковых балках, Залигер предложил приближенный способ *, основанный на том, что прогибы балок, при предположении одинакой их жесткости EJ , пропорциональны моментам, которые, в свою очередь, будут пропорциональны нагрузкам.

Таким образом, при величине прогиба по середине для средних (воображаемых) балок f_m и для боковых $f_{a_1}, f_{a_2}, \dots, f_{a_n}, f_{b_1}, \dots, f_{b_n}$, изгибающий момент, например, для балки a_1 будет:

$$M_{a1} = \frac{f_{a1}}{f_m} \cdot M_{xm} = \frac{f_{a1}}{f_m} q_x \cdot b \cdot \frac{l_x^2}{\varphi_x} = \frac{1}{\varphi_x} \cdot q_{a1} l_x^2 \quad (106)$$

Величина $q_{a1} = \frac{f_{a1}}{f_m} q_x \cdot b$ представляет расчетную интенсивность нагрузки для балки a_1 .

Для всякой другой балки момент по середине пролета может быть выражен подобной же формулой.

При свободном опирании кессонного перекрытия, величина прогиба в любом сечении балки пролетом l на расстоянии x от левой опоры, по формуле Строительной механики, будет

$$f_x = \frac{q l^4}{24 E J} \left[\frac{x}{l} - 2 \left(\frac{x}{l} \right)^3 + \left(\frac{x}{l} \right)^4 \right].$$

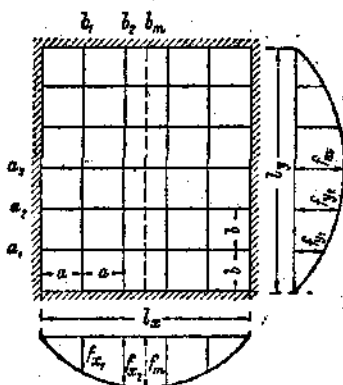
Для средней балки, прогиб по середине:

$$f_m = \frac{5}{384} \cdot \frac{q l^4}{E J}.$$

Разделив первое уравнение на второе, получим отношение прогибов:

$$\frac{f_x}{f_m} = \frac{16}{5} \left[\frac{x}{l} - 2 \left(\frac{x}{l} \right)^3 + \left(\frac{x}{l} \right)^4 \right] \quad (107)$$

* Точный расчет кессонных плит, отличающийся большой сложностью, предложен Хагером (Hager, Theorie des Eisenbetons, 1916).



Черт. 270.

Пример 1. Рассчитать прямоугольную плиту с перекрестной арматурой, опертой по всему периметру, при пролетах в 3 и 4 м (черт. 271). Полезная нагрузка вместе с собственным весом 600 кг/м². Допускаемые напряжения $\sigma_s = 50$ кг/см² и $\sigma_c = 1250$ кг/см².

По Лёзеру (таблица приложения VII):

1) Углы плиты не обеспечены от подъема.

При отношении

$$\lambda = \frac{l_y}{l_x} = \frac{4}{3} = 1,33,$$

$$q_x = x_x q = 0,7566 \cdot 600 = 454 \text{ кг/м}^2,$$

$$q_y = (1 - x_x) q = (1 - 0,7566) 600 = 146 \text{ кг/м}^2.$$

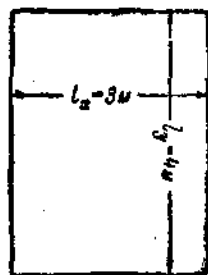
Изгибающие моменты:

$$M_x = \frac{q_x l_x^2}{8} = \frac{454 \cdot 3^2}{8} = 511 \text{ кгм},$$

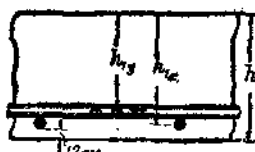
$$M_y = \frac{q_y l_y^2}{8} = \frac{146 \cdot 4^2}{8} = 292 \text{ кгм}.$$

По таблице II:

$$h_{1x} = 0,349 \sqrt{\frac{51100}{100}} = 7,9 \text{ см}; \quad h = 7,9 + 0,4 + 1,2 = 9,5 \text{ см},$$



Черт. 271.



Черт. 271а.

$$F_s = 0,00262 \sqrt{51100 \cdot 100} = 5,92 \text{ см}^2, \\ \text{или } 12 \varnothing 8 = 8,04 \text{ см}^2,$$

$$h_{1y} = 9,5 - 1,2 - 0,8 - 0,4 = 7,1 \text{ см} \\ (\text{черт. 271а}),$$

$$F_s = \frac{29200}{\frac{1}{8} \cdot 7,1 \cdot 1250} = 3,76 \text{ см}^2 \text{ или} \\ 8 \varnothing 8 \text{ мм} = 4,02 \text{ см}^2.$$

2) Углы плиты обеспечены от подъема.

По таблице Лёзера (приложение VII):

$$M_x = \frac{q l_x^2}{91_x} = \frac{600 \cdot 3^2}{16,48} = 328 \text{ кгм},$$

$$M_y = \frac{q l_y^2}{91_y} = \frac{600 \cdot 4^2}{51,555} = 186 \text{ кгм}^*.$$

По таблице II:

$$h_{1x} = 0,349 \sqrt{\frac{32800}{100}} = 6,3 \text{ см}; \quad h = 6,3 + 0,4 + 1,3 = 8,0 \text{ см},$$

$$F_s = 0,00262 \sqrt{32800 \cdot 100} = 4,74 \text{ см}^2, \text{ или } 9 \varnothing 8 \text{ мм} = 4,53 \text{ см}^2,$$

$$h_{1y} = 8 - 1,3 - 0,8 - 0,4 = 5,5 \text{ см},$$

$$F_s = \frac{18600}{\frac{1}{8} \cdot 5,5 \cdot 1250} = 3,09 \text{ см}^2, \text{ или } 7 \varnothing 8 \text{ мм} = 3,52 \text{ см}^2.$$

3) По таблице Галеркина (приложение VIII).

При отношении

$$\frac{b}{a} = \frac{4}{3} = 1,33:$$

$$M_x = 0,070 q a^3 = 0,070 \cdot 0,06 \cdot 300^3 \cdot 100 = 37800 \text{ кгсм},$$

$$M_y = 0,047 q a^3 = 0,047 \cdot 0,06 \cdot 300^3 \cdot 100 = 25380 \text{ кгсм}.$$

* По формулам Германского норм 1925 г.: при $\nu_s = 1 - \frac{1}{8} \frac{l_x^2 l_y^2}{l_x^4 + l_y^4} = 0,644$; $M_x = 320 \text{ кгм}$ и $M_y = 185 \text{ кгм}$.

По таблице II, при $\sigma_s = 50 \text{ кг/см}^2$ и $\sigma_c = 1250 \text{ кг/см}^2$:

$$h_{1a} = 0,349 \sqrt{\frac{37800}{100}} = 6,8 \text{ см}; \quad h = 6,8 + 0,4 + 1,3 = 8,5 \text{ см},$$

$$F_s = 0,00262 \sqrt{37800 \cdot 100} = 5,09 \text{ см}^2, \text{ или } 10 \varnothing 8 \text{ мм} = 5,03 \text{ см}^2,$$

$$h_{1b} = 8,5 - 1,3 - 0,8 - 0,4 = 6,0 \text{ см},$$

$$F_s = \frac{25380}{\frac{1}{3} \cdot 6,0 \cdot 1250} = 3,87 \text{ см}^2, \text{ или } 8 \varnothing 8 \text{ см} = 4,02 \text{ см}.$$

Таким образом, наиболее выгодным в экономическом отношении является расчет плиты по Маркусу, приняв конструктивные меры против подъема углов у плиты.

Рассчитывая же эту плиту по обычному „балочному“ методу, т. е. пренебрегая влиянием опор по коротким сторонам, найдем, что толщина плиты увеличится с 8 до 11,5 см, т. е. на 44%.

Действительно, нагрузка $600 + 0,035 \cdot 2400 = 684 \text{ кг/м}^2$,

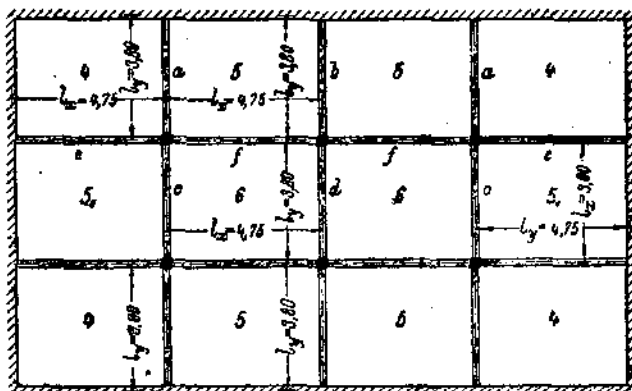
$$M = \frac{684 \cdot 3^2}{8} = 770 \text{ кг.м.}$$

При $\sigma_s = 50 \text{ кг/см}^2$ и $\sigma_c = 1250 \text{ кг/см}^2$:

$$h_1 = 0,349 \sqrt{\frac{77000}{100}} = 9,7 \text{ см},$$

$$h = 9,7 + 0,5 + 1,3 = 11,5 \text{ см},$$

$$F_s = 0,00262 \sqrt{77000 \cdot 100} = 7,27 \text{ см}^2, \text{ или } 9 \varnothing 10 \text{ мм} = 7,06 \text{ см}^2.$$



Черт. 272.

Пример 2. Рассчитать перекрытие склада, разбитое на 12 больших прямоугольных кессонов перекрепчивающимися балками, которые в точках пересечения покоятся на стойках; перекрытие свободно оперто по периметру (черт. 272). Пол цементный. Полезная нагрузка 750 кг/м^2 . Основные допускаемые напряжения: $\sigma_s = 50 \text{ кг/см}^2$ и $\sigma_c = 1250 \text{ кг/см}^2$.

1. Расчет плиты перекрытия.

Предварительно принимаем $d = 11 \text{ см}$.

Нагрузка на 1 м^2 .

Собственный вес плиты	$0,11 \cdot 2400 =$	264 кг/м^2
Пол	$0,02 \cdot 2200 =$	44 .
Ватерка	$0,005 \cdot 2000 =$	10 .

Постоянная нагрузка . . . $g \approx$	320 кг/м^2
Полезная нагрузка . . . $p =$	750 .

$$\text{Полная нагрузка . . . } q = 1070 \text{ кг/м}^2$$

Расчет ведем по Маркусу с применением таблицы Лёзера (приложение VII):

$$q = q' + q'',$$

$$q' = g + \frac{p}{2} = 320 + \frac{750}{2} = 695 \text{ кг/м}^2; \quad q'' = \frac{p}{2} = 375 \text{ кг/м}^2,$$

$$l_x = 4,75 \text{ м и } l_y = 3,80 \text{ м}; \quad \lambda = \frac{l}{l_x} = 0,80.$$

* Согласно Единым нормам 1930 г.

Моменты в пролетах.
В угловых пролетах (4):

$$M_x = l_x^2 \left(\frac{q'}{\varphi_{4x}} \pm \frac{q''}{\varphi_{1x}} \right) = 4,75^2 \left(\frac{695}{62,18} \pm \frac{375}{43,97} \right) = 252 \pm 192,$$

$$M_x = +444 \text{ кгм и } +60 \text{ кгм};$$

$$M_y = l_y^2 \left(\frac{q'}{\varphi_{4y}} \pm \frac{q''}{\varphi_{1y}} \right) = 3,8^2 \left(\frac{695}{25,47} \pm \frac{375}{18,01} \right) = 394 \pm 301,$$

$$M_y = +695 \text{ кгм и } +93 \text{ кгм}.$$

В крайних пролетах (5):

$$M_x = l_x^2 \left(\frac{q'}{\varphi_{5x}} \pm \frac{q''}{\varphi_{1x}} \right) = 4,75^2 \left(\frac{695}{66,24} + \frac{375}{43,27} \right) = 238 \pm 192,$$

$$M_x = +430 \text{ кгм и } +46 \text{ кгм},$$

$$M_y = l_y^2 \left(\frac{q'}{\varphi_{5y}} \pm \frac{q''}{\varphi_{1y}} \right) = 3,8^2 \left(\frac{695}{30,98} + \frac{375}{18,01} \right) = 295 \pm 301,$$

$$M_y = +595 \text{ кгм и } -6 \text{ кгм}.$$

В крайних боковых пролетах (5₁):

Так как направление l_x должно быть всегда параллельно свободному краю плиты, то здесь необходимо переменить направление осей, т. е.

$$l_x = 3,8 \text{ м}, \quad l_y = 4,75 \text{ м}, \quad \lambda = \frac{4,75}{3,8} = 1,25;$$

$$M_x = l_x^2 \left(\frac{q'}{\varphi_{5x}} \pm \frac{q''}{\varphi_{1x}} \right) = 3,8^2 \left(\frac{695}{34,03} \pm \frac{375}{18,24} \right) = 295 \pm 297,$$

$$M_x = +592 \text{ кгм и } -2 \text{ кгм},$$

$$M_y = l_y^2 \left(\frac{q'}{\varphi_{5y}} \pm \frac{q''}{\varphi_{1y}} \right) = 4,75^2 \left(\frac{695}{96,14} \pm \frac{375}{44,47} \right) = 166 \pm 190,$$

$$M_y = +356 \text{ кгм и } -24 \text{ кгм}.$$

В средних пролетах (6):

$$l_x = 4,75 \text{ м}; \quad l_y = 3,80 \text{ м} \quad \text{и} \quad \lambda = 0,80;$$

$$M_x = l_x^2 \left(\frac{q'}{\varphi_{6x}} \pm \frac{q''}{\varphi_{1x}} \right) = 4,75^2 \left(\frac{695}{94,51} \pm \frac{575}{43,97} \right) = 166 \pm 192,$$

$$M_x = +358 \text{ кгм и } -26 \text{ кгм};$$

$$M_y = l_y^2 \left(\frac{q'}{\varphi_{6y}} \pm \frac{q''}{\varphi_{1y}} \right) = 3,8^2 \left(\frac{695}{38,71} \pm \frac{375}{18,01} \right) = 259 \pm 301,$$

$$M_y = +560 \text{ кгм и } -42 \text{ кгм}.$$

Незначительные отрицательные моменты в пролетах здесь могут быть не принимаемы во внимание.

Опорные моменты.

На опоре а:

$$q_{5x} = q_{x_{5x}} = 1070 \cdot 0,4503 = 482 \text{ кг/м}^2;$$

$$M_a = -\frac{1}{10} q l_x^2 \alpha_{5x} = -\frac{1}{10} \cdot 482 \cdot 4,75^2 = -1088 \text{ кгм}.$$

На опоре b:

$$M_b = \frac{1}{12} q l_x^2 \alpha_{5x} = -\frac{1}{12} \cdot 482 \cdot 4,75^2 = -906 \text{ кгм}.$$

На опоре с:

$$q_{cx} = q x_{6x} = 1070 \cdot 0,2906 = 311 \text{ кг/м}^2.$$

$$M_c = -\frac{1}{10} q l_x^2 x_{6x} = -\frac{1}{10} \cdot 311 \cdot 4,75^2 = -702 \text{ кг.м.}$$

На опоре d:

$$M_d = -\frac{1}{12} q l_x^2 x_{6x} = -\frac{1}{12} \cdot 311 \cdot 4,75^2 = -585 \text{ кг.м.}$$

На опоре e:

$$\lambda = \frac{4,75}{3,8} = 1,25; \quad q_{5x} = q x_{5x} = 1070 \cdot 0,8282 = 886 \text{ кг/м}^2;$$

$$M_e = -\frac{1}{10} q l_x^2 x_{5x} = -\frac{1}{10} \cdot 886 \cdot 3,8^2 = -1280 \text{ кг.м.}$$

На опоре f:

$$\lambda = \frac{3,8}{4,75} = 0,80; \quad q(1 - x_{6x}) = 1070 (1 - 0,2906) = 780 \text{ кг/м}^2,$$

$$M_f = -\frac{1}{10} q l_y^2 (1 - x_{6x}) = -\frac{1}{10} \cdot 780 \cdot 3,8^2 = -1096 \text{ кг.м.}$$

Подбор сечения плиты.

Толщину плиты определяем по наибольшему моменту в угловом пролете и, оставляя ее одинаковой во всех пролетах, подбираем только арматуру по обоим направлениям.

При $\sigma_s = 50 \text{ кг/см}^2$ и $\sigma_c = 1250 \text{ кг/см}^2$

$$h_{ly} = 0,349 \sqrt{\frac{69500}{100}} = 9,2 \text{ см.}$$

По Германским нормам 1925 г. h_1 в неразрезных плитах с перекрестной арматурой должно быть не менее $1/40$ меньшего пролета.

В данном случае h_1 должно быть

$$\geq \frac{380}{40} = 9,5 \text{ см.}$$

Принимаем для всех пролетов полную толщину плиты $h = 9,5 + 1,5 = 11 \text{ см.}$

Подбор арматуры в пролетах.

В угловых пролетах (4):

в направлении l_y

$$F_s = \frac{69500}{\gamma_s \cdot 9,5 \cdot 1250} = 6,69 \text{ см}^2, \text{ или } 13 \varnothing 8 \text{ мм} = 6,54 \text{ см}^2,$$

в направлении l_x

$$h_{1x} = 11 - 1,5 - 0,8 = 8,7 \text{ см,}$$

$$F_s = \frac{44400}{\gamma_s \cdot 8,7 \cdot 1250} = 4,67 \text{ см}^2 \text{ или } 9 \varnothing 8 \text{ мм} = 4,53 \text{ см}^2.$$

В крайних пролетах (5):

в направлении l_x

$$F_s = \frac{430000}{\gamma_s \cdot 8,7 \cdot 1250} = 4,52 \text{ см}^2, \text{ или } 9 \varnothing 8 \text{ мм} = 4,53 \text{ см}^2,$$

по опорному сечению

$$h_1 = 24 - 2 = 22 \text{ см.}$$

$$F_s = \frac{108800}{\frac{1}{8} \cdot 22 \cdot 1250} = 4,52 \text{ см}^2 \text{ или } 9 \varnothing 8 \text{ мм} = 4,58 \text{ см}^2,$$

по сечению у края балки (по Лёзеру) $h_1 = 20 - 2 = 18 \text{ см.}$

$$\Delta M_a = \frac{1}{2} q_{52} l_{52} \cdot \frac{b_1}{2} = \frac{1}{2} \cdot 482 \cdot \frac{0,24}{2} \cdot 4,75 = 137 \text{ кгсм.}$$

$$M_a'' = -108800 + 18700 = -95100 \text{ кгсм.}$$

$$F_s = \frac{95100}{\frac{1}{8} \cdot 18 \cdot 1250} = 4,83 \text{ см}^2, \text{ т. е. } 10 \varnothing 8 \text{ см} = 5,05 \text{ см}^2.$$

Следовательно, при принятых размерах вут, у края балок сечение несколько более опасно.

Подбирая арматуру на остальных опорах по Лёзеру, получаем:

на опоре b : $M_b = -90800 \text{ кгсм.}$, $F_s = 8 \varnothing 8 \text{ мм} = 4,02 \text{ см}^2$,

на опоре c : $M_c = -70200 \text{ кгсм.}$, $F_s = 7 \varnothing 8 \text{ мм} = 3,52 \text{ см}^2$,

на опоре d тоже не более $7 \varnothing 8 \text{ мм.}$

на опоре e : $M_e = -128000 \text{ кгсм.}$, $F_s = 12 \varnothing 8 \text{ мм} = 6,04 \text{ см}^2$,

на опоре f : $M_f = -109600 \text{ кгсм.}$, $F_s = 10 \varnothing 8 \text{ мм} = 5,03 \text{ см}^2$.

Как видно, количества арматуры над опорами примерно соответствует таковому в примыкающих пролетах, а потому устанавливаем над ними то же количество стержней, что и в пролетах, для чего в направлении короткого пролета (l_y) отгибаем $\frac{2}{3}$ стержней (сквозных), добавив над опорами по стержню над каждым неотогнутым, а в направлении более длинного пролета (l_x) отгибаем $\frac{1}{2}$ стержней, добавляя также по стержню над каждым неотогнутым.

Над колоннами укладываем в каждом направлении по $6\frac{1}{2} \varnothing 8 \text{ мм}$ на 1 м.

2. Расчет балок.

а) По направлению l_x — балки четырехпролетные; нагрузка в виде трапеции; $l \neq 4,75 \text{ м.}$

Наибольшая интенсивность нагрузки на 1 м:

$$\text{от собственного веса плиты} \dots\dots\dots 320 \cdot 3,8 = 1216 \text{ кг/м}$$

$$\text{„ „ „ балки} \dots\dots\dots 0,34 \cdot 0,20 \cdot 2400 = 163 \text{ кг/м}$$

$$\text{Постоянная нагрузка } q = 1380 \text{ кг/м}$$

$$\text{Полезная нагрузка } p = 750 \cdot 3,8 = 2850 \text{ кг/м}$$

$$\text{Полная нагрузка } q = 4230 \text{ кг/м.}$$

Так как собственный вес балки, распределенный в виде равномерной нагрузки по всей длине балки, всегда сравнительно очень мал, то при расчете берется сумма из наибольшего значения трапециoidalной нагрузки от веса плиты и собственного веса балки (черт. 273).

Для определения величин опорных моментов в четырехпролетной балке с нагрузкой трапециoidalного вида обычно применяют уравнение 3-х моментов Клапейрона.

Но имея данные таблицы VII (стр. 201), а именно, что при отношении $\frac{a}{l} = 0,40$ грузовой член будет $0,186 pl^3$, который одного порядка с грузовым членом для равномерно-распределенной нагрузки — $0,25 pl^3$, определение опорных моментов можно произвести по обычной таблице Менна (приложение V), уменьшив найденные величины в отношении

$$\frac{0,186}{0,25} = 0,744.$$

Невыгоднейшие опорные моменты в B и C :

$$\begin{aligned}\min M_B &= -(0,107 g + 0,121 p) \cdot 0,744 l^2 = \\ &= -(0,107 \cdot 1,38 + 0,121 \cdot 2,85) \cdot 0,744 \cdot 4,75^2 = -8,27 \text{ т.м.},\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\min M_C &= -(0,071 g + 0,107 p) \cdot 0,744 l^2 = \\ &= -(0,071 \cdot 1,38 + 0,107 \cdot 2,85) \cdot 0,744 \cdot 4,75^2 = -6,76 \text{ т.м.}\end{aligned}$$

Для определения наибольшего пролетного момента в крайнем пролете, полностью загружаем последний и третий пролет (черт. 273). В этом случае опорный момент M_B' будет равен

$$\begin{aligned}M_B' &= -(0,107 g + 0,054 p) \cdot 0,744 l^2 = \\ &= -(0,107 \cdot 1,38 + 0,054 \cdot 2,85) \cdot 0,744 \cdot 4,75^2 = -5,06 \text{ т.м.}\end{aligned}$$

Наибольший пролетный момент M_1 находится от опоры A на расстоянии x , определяемом из уравнения (100):

$$x = \frac{1}{2} l + \frac{M_B'}{l g} = \frac{1}{2} \cdot 4,75 - \frac{5,06}{4,75 \cdot 4,23} = 2,124 \text{ м};$$

по формуле (99):

$$\begin{aligned}\max M_1 &= \frac{1}{2} q \left(l x - x^2 - \frac{a^2}{3} \right) + \frac{M_B'}{l} x = \\ &= \frac{1}{2} \cdot 4,23 \left(4,75 \cdot 2,124 - 2,124^2 - \frac{1,9^2}{3} \right) - \frac{5,06}{4,75} \cdot 2,124 = + 6,99 \text{ т.м.}\end{aligned}$$

Для нахождения пролетного момента во 2-м пролете найдем сначала при соответствующей нагрузке, опорный момент M_C' , пользуясь таблицей V:

$$\begin{aligned}M_C' &= -(0,071 g + 0,036 p) \cdot 0,744 l^2 = - \\ &= -(0,071 \cdot 1,38 + 0,036 \cdot 2,85) \cdot 0,744 \cdot 4,75^2 = -3,37 \text{ т.м.}\end{aligned}$$

по формуле (100):

$$x = \frac{1}{2} l + \frac{M_B' - M_C'}{l p} = \frac{1}{2} \cdot 4,75 + \frac{-5,06 + 3,37}{4,75 \cdot 4,23} = 2,29 \text{ м};$$

по формуле (99):

$$\begin{aligned}\max M_2 &= \frac{1}{2} q \left(l x - x^2 - \frac{a^2}{3} \right) + M_C' + \frac{M_B' - M_C'}{l} x = \\ &= \frac{1}{2} \cdot 4,23 \left(4,75 \cdot 2,29 - 2,29^2 - \frac{1,9^2}{3} \right) - 3,37 + \\ &+ \frac{-5,06 + 3,37}{4,75} \cdot 2,29; \quad \max M_2 = + 5,18 \text{ т.м.}\end{aligned}$$

Реакции и перерезывающие силы:

$$\begin{aligned}A &= \frac{1}{2} q l - \frac{1}{2} q a + \frac{M_B'}{l} = \frac{1}{2} \cdot 4,23 \cdot 4,75 - \\ &- \frac{1}{2} \cdot 4,23 \cdot 1,9 - \frac{5,06}{4,75} = 4,96 \text{ т.}\end{aligned}$$

$$(101) \quad Q_{A-a} = A - \frac{1}{2} q \frac{x^2}{a} = 4,96 - \frac{1}{2} \cdot 4,23 \cdot \frac{x^2}{1,9} = 4,96 - 1,12 x^2.$$

* По точному расчету $M_B = -8,25 \text{ т.м.}$

$$(101) \quad Q_{a-m} = A - \frac{1}{2} q \cdot (2x - a) = 4,96 - \frac{1}{2} \cdot 4,23 \cdot (2x - 1,9) = \\ = 8,98 - 4,23x$$

$$Q_m = 8,98 - 4,23 \cdot \frac{4,75}{2} = -3,96 \text{ т.}$$

$$B_l = - \left(\frac{1}{2} ql - \frac{1}{2} qa \right) - \frac{M_B}{l} = - \frac{1}{2} \cdot 4,23 \cdot 4,75 + \\ + \frac{1}{2} \cdot 4,23 \cdot 1,9 + \frac{8,27}{4,75} = -6,03 - 1,74 = -7,77 \text{ т.}$$

$$B_r = Q - \frac{M_B}{l} + \frac{M_B - M_C}{l} = 6,03 + \frac{8,27}{4,75} + \\ + \frac{-8,27 + 6,76}{4,75} = 7,45 \text{ т}$$

и так далее.

6) По направлению l_y — балки трехпролетные; нагрузка в виде треугольника; $l = 3,8$ м.

Наибольшая интенсивность нагрузки та же, т. е.

$$g = 1,38 \text{ т, } p = 2,85 \text{ т и } q = 4,23 \text{ т.}$$

Определение опорных моментов находим, также пользуясь таблицей (приложение V).

Отношение грузовых членов:

$$\frac{5}{32} pl^3 : \frac{1}{4} pl^3 = \frac{5}{8}.$$

$$\min M_B = - (0,100g + 0,117p) \cdot \frac{5}{8} l^2 = - (0,100 \cdot 1,38 + \\ + 0,117 \cdot 2,85) \times \frac{5}{8} \cdot 3,8^2 = \\ = -4,26 \text{ т.м.}$$

$$M_B' = - (0,100g + 0,05p) \cdot \frac{5}{8} l^2 = - (0,100 \times 1,38 + 0,05 \cdot 2,85) \times \\ \times \frac{5}{8} 3,8^2 = -2,53 \text{ т.м.}$$

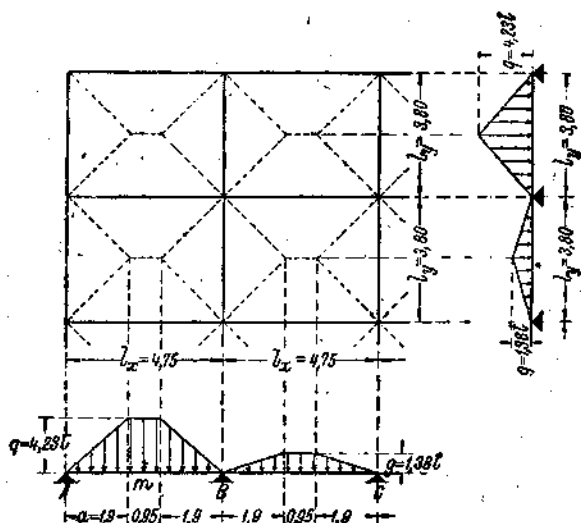
Наибольший пролетный момент M_1 находится от опоры А на расстоянии x , определяемом из уравнения (103):

$$x = \sqrt{\frac{l^2}{4} + \frac{M_B'}{q}} = \sqrt{\frac{3,8^2}{4} - \frac{2,53}{4,23}} = 1,74 \text{ м.}$$

$$(102) \quad \max M_1 = \frac{ql}{4} x - \frac{1}{3} \cdot \frac{qx^3}{l} + \frac{M_B'}{l} x = \\ = \frac{3,8 \cdot 4,23}{4} \cdot 1,74 - \frac{1}{3} \cdot \frac{4,23 \cdot 1,74^3}{3,8} - \frac{2,53}{3,8} \cdot 1,74 = \\ = +3,87 \text{ т.м.}$$

Наибольший пролетный момент M_2 по середине пролета:

$$\max M_2 = \frac{ql}{4} \cdot \frac{l}{2} - \frac{1}{3} \cdot \frac{ql^3}{8} - 2,53 = 2,56 \text{ т.м.}$$



Черт. 273.

Реакции и перерезывающие силы:

$$A = \frac{ql}{4} + \frac{M_R}{l} = \frac{4,23 \cdot 3,8}{4} - \frac{2,53}{3,8} = 3,34 \text{ т}$$

$$Q_x = A - \frac{qx^2}{l} = 3,34 - \frac{4,23 \cdot x^2}{3,8} = 3,34 - 1,12 x^2$$

Подбор сечения балок производится так же, как и в обычном ребристом перекрытии, и здесь опускается.

При расчете на скалывание необходимо принять во внимание сказанное на стр. 202.

Пример 3. Рассчитать кессонное перекрытие над помещением площадью $7,5 \times 9,0 \text{ м}$. Перекрытие свободно лежит по всем четырем сторонам; кессонные плиты квадратные со сторонами в $1,50 \text{ м}$ (расстояние между осями балок). Пол деревянный по шлаковой подсыпке (черт. 274). Полезная нагрузка 400 кг/м^2 .

Основные допускаемые напряжения: $\sigma_b = 50 \text{ кг/см}^2$ и $\sigma_s = 1250 \text{ кг/см}^2$.

1. Расчет плиты.

Толщину плиты принимаем наименьшую: $d = 7 \text{ см}$.

Нагрузка на 1 м^2 :

Собственный вес плиты $0,07 \cdot 2400$	$= 168 \text{ кг/м}^2$
Деревянный пол (5 см) по шлаковой подсыпке (8 см)	$= 110 \text{ "}$
Штукатурка $0,1 \cdot 2000$	$= 20 \text{ "}$
Постоянная нагрузка $q \cong$	300 кг/м^2
Полезная нагрузка p	$= 400 \text{ "}$
Полная нагрузка q	$= 700 \text{ кг/м}^2$

$$q = q' + q''; q' = 300 + \frac{400}{2} = 500 \text{ кг/м}^2 \text{ и } q'' = \frac{400}{2} = 200 \text{ кг/м}^2.$$

Для закрепленных квадратных плит ($\lambda = 1$), изгибающий момент в середине плиты:

$$M_x = M_y = 1,50^2 \left(\frac{500}{55,74} \pm \frac{200}{27,43} \right) = 20,18 \pm 16,40,$$

$$\max M_x = \max M_y = + 36,58 \text{ кгм.}$$

Изгибающий момент на опоре

$$M = - \frac{1}{12} q l_x^2 \alpha_{6x} = - \frac{1}{12} \cdot 700 \cdot 1,5^2 \cdot 0,5 = - 65,60 \text{ кгм.}$$

Полезная высота $h_{ny} = 7 - 2 = 5 \text{ см}$.

При $\sigma_s = 1000 \text{ кг/см}^2$ (в виду малой толщины плиты σ_s взято меньше основного напряжения):

$$F_s = \frac{6560}{\eta_s \cdot 5 \cdot 1000} = 1,50 \text{ см}^2.$$

По конструктивным соображениям укладываем в средних частях плит, в пролете и на опоре по $8 \varnothing 5 \text{ мм} = 1,57 \text{ см}^2$.

2. Расчет ребер.

Расчетные пролеты ребер:

$$l_x = 7,5 + 0,4 = 7,90 \text{ м},$$

$$l_y = 9,0 + 0,4 = 9,40 \text{ м.}$$

Нагрузка на 1 м² перекрытия включая собственный вес ребра:

Собственный вес плиты с полом	300 кг/м ²
„ „ ребра (прибл.)	150 „

Постоянная нагрузка g	$= 450 \text{ кг/м}^2$
Полезная „ p	$= 400 \text{ „}$

Полная нагрузка $q = 850 \text{ кг/м}^2$

Отношение сторон перекрытия:

$$\lambda = \frac{l_y}{l_x} = \frac{9,40}{7,90} = 1,19.$$

При свободно-лежащем перекрытии, углы которого обеспечены от подъема, моменты для средних воображаемых ребер, при расстоянии между ребрами 1,50 м, будут:

$$\begin{aligned} M_x &= 1,50 \frac{q l_x^2}{\varphi_{1x}} = \\ &= 1,50 \cdot \frac{850 \cdot 7,9^2}{19,78} = 4023 \text{ кгм}, \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_y &= 1,50 \frac{q l_y^2}{\varphi_{1y}} = \\ &= 1,50 \cdot \frac{850 \cdot 9,4^2}{39,64} = 2842 \text{ кгм}. \end{aligned}$$

По формуле (107) определяем отношения прогибов для:

$$\begin{aligned} \frac{x_1}{l_x} &= \frac{1}{5} \dots \frac{f_{x1}}{f_m} = \\ &= \frac{16}{5} \left[\frac{1}{5} - \frac{2}{5^3} + \frac{1}{5^4} \right] = 0,59 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \frac{x_2}{l_x} &= \frac{2}{5} \dots \frac{f_{x2}}{f_m} = \\ &= \frac{16}{5} \left[\frac{2}{5} - 2 \left(\frac{2}{5} \right)^3 + \left(\frac{2}{5} \right)^4 \right] = 0,95 \end{aligned}$$

$$\frac{y_1}{l_y} = \frac{1}{6} \dots \frac{f_{y1}}{f_m} = \frac{16}{5} \left[\frac{1}{6} - \frac{2}{6^3} + \frac{1}{6^4} \right] = 0,50$$

$$\frac{y_2}{l_y} = \frac{1}{3} \dots \frac{f_{y2}}{f_m} = \frac{16}{5} \left[\frac{1}{3} - \frac{2}{3^3} + \frac{1}{3^4} \right] = 0,87.$$

Величины изгибающих моментов для ребер (черт. 270):

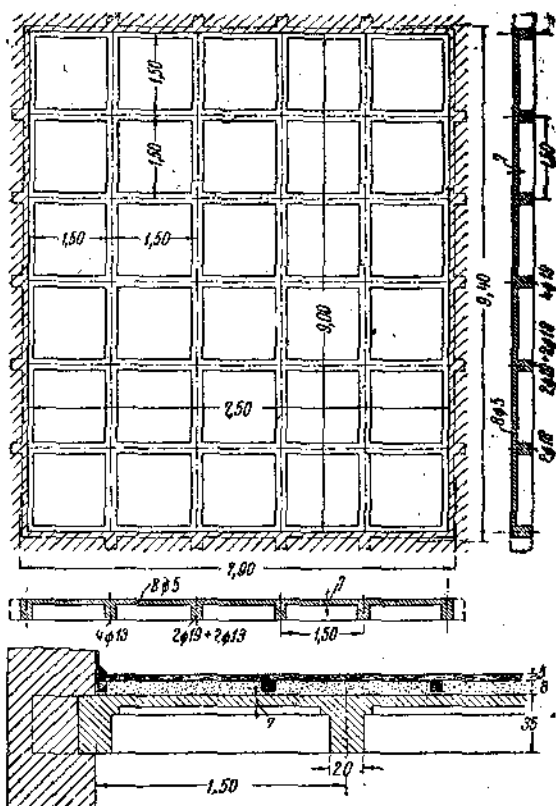
$$a_1 \dots M_{a1} = M_x \cdot \frac{f_{y1}}{f_m} = 4023 \times 0,50 = 2012 \text{ кгм}$$

$$a_2 \dots M_{a2} = M_x \cdot \frac{f_{y2}}{f_m} = 4023 \times 0,87 = 3500 \text{ „}$$

$$a_3 \dots M_{a3} = M_x \cdot \frac{f_{y3}}{f_m} = 4023 \times 1,0 = 4023 \text{ „}$$

$$b_1 \dots M_{b1} = M_y \cdot \frac{f_{x1}}{f_m} = 2842 \times 0,59 = 1677 \text{ „}$$

$$b_2 \dots M_{b2} = M_y \cdot \frac{f_{x2}}{f_m} = 2842 \times 0,95 = 2700 \text{ „}$$



Черт. 274.

Частичные нагрузки:

$$q_x = q \cdot x_x = 850 \times 0,6667 = 567 \text{ кг/м}^2,$$

$$q_y = 850 - 567 = 283 \text{ кг/м}^2.$$

Расчетные нагрузки (воображаемые) для ребер:

$$\text{среднего } a_3 \dots q_{a_3} = 567 \times 1,5 = 850 \text{ кг/м};$$

$$b_m \dots q_{bm} = 283 \times 1,5 = 324 \text{ кг/м}.$$

$$a_1 \dots q_{a_1} = 850 \times 0,50 = 425 \text{ кг/м};$$

$$b_1 \dots q_{b_1} = 324 \cdot 0,59 = 191 \text{ кг/м}.$$

$$a_2 \dots q_{a_2} = 850 \times 0,87 = 740 \text{ кг/м};$$

$$b_2 \dots q_{b_2} = 324 \times 0,95 = 308 \text{ кг/м}.$$

Подбор сечения ребер.

Наибольший момент в балке a_3 :

$M_{a_3} = 402300 \text{ кгсм}$. По этому моменту определяем высоту тавровой балки:

$$\text{При } \sigma_b = 30 \text{ кг/см}^2 \text{ и } \sigma_c = 1250 \text{ кг/см}^2; b_1 = 20 \text{ см}$$

$$b = 16d = 16 \cdot 7 = 112 \text{ см}$$

$$h_1 = 0,526 \sqrt{\frac{402300}{112}} \cong 32 \text{ см}; h = 32 + 3 = 35 \text{ см}.$$

Высоту балки в 35 см принимаем для всех ребер обоих направлений.

В виду одинаковой высоты перекрещивающихся ребер и малой их высоты, при подборе сечения арматуры обращается внимание на то, чтобы рабочие стержни укладывались в один ряд.

Сечение железа F_s для ребра a_3 :

$$F_s = \frac{402300}{1250 (32 - 3,5)} = 11,29 \text{ см}^2, \text{ или } 4 \varnothing 19 \text{ мм} = 11,34 \text{ см}^2,$$

$$\min b_1 = 4 \cdot 1,9 + 3 \cdot 2,5 + 2 \cdot 2 = 19,1 \text{ см} < 20 \text{ см}.$$

Для ребра a_2 :

$$F_s = \frac{350000}{1250 (32 - 3,5)} = 9,82 \text{ см}^2, \text{ или } 2 \varnothing 19 \text{ мм} + 2 \varnothing 16 \text{ мм} = 9,70 \text{ см}^2.$$

Для ребра a_1 :

$$F_s = \frac{201200}{1250 (32 - 3,5)} = 5,65 \text{ см}^2, \text{ или } 4 \varnothing 16 \text{ мм} = 5,31 \text{ см}^2.$$

Для ребра b_2 :

$$F_s = \frac{270000}{1250 (32 - 1,9 - 3,5)} = 8,12 \text{ см}^2, \text{ или } 2 \varnothing 19 \text{ мм} + 2 \varnothing 13 \text{ мм} = 8,34 \text{ см}^2 \text{ (поверх арматуры а)}.$$

Для ребра b_1 :

$$F_s = \frac{167700}{1250 (32 - 1,9 - 3,2)} = 5,05 \text{ см}^2, \text{ или } 4 \varnothing 13 \text{ мм} = 5,31 \text{ см}^2 \text{ (поверх арматуры а)}.$$

Проверка на скалывание в балке a_3 :

$$A_s = \frac{q_{a_3} \cdot l_x}{2} = \frac{850 \cdot 7,90}{2} = 3358 \text{ кг};$$

$$z = \frac{M_{b_2}}{F_{c_2} \sigma_c} = \frac{402300}{11,34 \cdot 1250} = 28,38 \text{ см};$$

$$\max \tau_0 = \frac{A_3}{b_{12}} = \frac{3358}{20 \cdot 28,38} = 5,92 \text{ кг/см}^2.$$

По конструктивным соображениям, у опор отгибаем по $2 \varnothing 19 \text{ мм}$ $= 5,68 \text{ см}^2$ и ставим двусрезные хомуты $\varnothing 6 \text{ мм}$ через 20 см .

В соответствии с „Единными нормами“:

$$Z = 0,6 \cdot \frac{\tau \cdot b_1 \cdot l_x}{4 \sqrt{2}} = 0,6 \cdot \frac{5,92 \cdot 20 \cdot 790}{4 \cdot 1,41} = 3205 \text{ кг}.$$

Среднее напряжение железа:

$$\sigma_s = \frac{3205}{\left(2 \cdot 1,92 + \frac{2 \cdot 20 \cdot 0,6^2}{1,41}\right) \frac{3,14}{4}} = 235 \text{ кг/см}^2.$$

В остальных ребрах скалывающие напряжения еще меньше и конструктивной арматуры будет вполне достаточно.

§ 36. Пустотелые перекрытия.

Непосредственно к ребристым перекрытиям, в статическом отношении, примыкают так называемые пустотелые перекрытия. Отличительной стороной их является частое расположение ребер, промежутки между которыми заполняются полными телами из различных легких материалов, или же снизу их прикрепляется та или иная подшивка.

Переходной к ним конструкцией является обыкновенное ребристое перекрытие, с устройством снизу гладкого потолка.

По сравнению с массивными перекрытиями „пустотелые“ имеют два главных преимущества: 1) благодаря заполняющим камням и воздушным прослойкам достигается меньшая их теплопроводность и звукопроводность, и 2) при их выполнении получается гладкий потолок, требуемый часто как по архитектурным, так и по гигиеническим и техническим соображениям. Поэтому пустотелые перекрытия являются особенно пригодными для жилых зданий.

Пролеты этих перекрытий достигают 7 м, что соответствует наибольшей глубине комнат обычного размера.

При перекрытиях с пустотелыми камнями возможно достигнуть большей звуконепроницаемости, чем при перекрытиях только с подшивкой снизу; наибольшая же изоляция звука получается при применении еще поверх перекрытия различных засыпок (шлак, пензольный песок и и пр.), что, конечно, удорожает конструкцию и увеличивает собственный вес, а также и толщину перекрытия.

Отличие пустотелых перекрытий с заполняющими камнями от железобетонных состоит в том, что у первых несущей конструкцией является плита с часто расположенными ребрами, пустотелые же камни имеют значение только заполняющего материала, тогда как у вторых, представляющих, по существу, плоскую плиту, пустотелые камни часто являются рабочей частью, заменяя собою сжатый бетон*.

Так как с применением полых тел устраняется устройство опалубки боковых стенок ребер плиты, то часто такие перекрытия обходятся дешевле, чем обыкновенные ребристые с декоративным гладким потолком. Впрочем, стоимость их зависит от местных и других побочных условий.

Что касается самих заполняющих камней, то наружная поверхность их должна быть шероховатой как для лучшего укрепления штукатурки, так и для прочной их связи с бетоном ребер. Форма камней предпочти-

* Железобетонные перекрытия, у которых сжатый бетонный слой больше 5 см, должны быть отнесены к пустотелым.

тельна с приливами у подошвы (черт. 290), так как при наличии их достигается однородность материала по всей нижней поверхности, а также благодаря им сразу получаются одинаковые расстояния между камнями (ширина ребер), правда, при небольшом уменьшении полезной высоты плиты. Приливы эти, во избежание их отламывания, не должны делаться слишком тонкими. Также не следует делать и камни слишком тонкостенными, что ведет к увеличению количества лома как при перевозке, так и на самих работах.

При применении камней из шлакового бетона, в целях сохранения железа от возможного ржавления, необходимо следить за тем, чтобы оно не приходило в непосредственное соприкосновение с камнями.

При перекрытиях с перекрестной арматурой находят применение пустотелые камни, закрытые со всех сторон.

Поверх камней набивается различной толщины сжатая плита, причем при большой ширине каменной плита соответственно армируется.

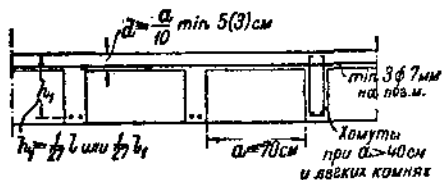
Арматура ребер, обыкновенно из круглого железа (может быть и железо Кана), удерживается при работах в неизменном положении, при помощи подвесок и прокладок.

При устройстве перекрытий с часто расположенными ребрами и подшивным потолком, обыкновенно применяются разборные железные или деревянные формы, а в ребра заделываются проволоки, к которым подвешиваются те или иные подшивки.

По Германским нормам 1925 г., в пустотелых ребристых перекрытиях (Eisenbetonrippendecken) расстояния между ребрами в свету не должны превосходить 70 см, толщина же сжатой плиты должна быть равна по крайней мере $\frac{1}{10}$ этого расстояния и не менее 5 см; ватем в сжатой плите поперек ребер следует располагать на 1 м по крайней мере 3 стержня диаметром 7 мм; в ребрах устанавливаются хомуты, если расстояние между ребрами в свету более 40 см (черт. 275).



Черт. 276.



Черт. 275.



Черт. 276а.

Далее рекомендуется в этих перекрытиях устраивать для распределения нагрузки поперечные ребра, по ширине и арматуре равные основным ребрам, причем при пролетах перекрытия от 4 до 6 м — одно поперечное ребро (черт. 276), а при пролетах более 6 м — не менее двух (черт. 276а).

Если заполняющим материалом являются обожженные камни или иные, но одинаковой с ними прочности, то хомуты и распределяющие нагрузку поперечные ребра не обязательны.

Наименьшая полезная высота пустотелых перекрытий (по отношению к пролету) должна быть такая же, как и для сплошных железобетонных плит.

1. Декоративные потолки.

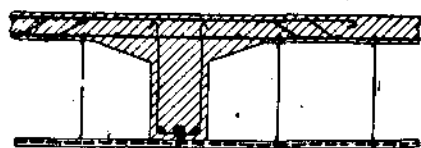
Прежде чем перейти к конструкциям пустотелых перекрытий, рассмотрим разного рода декоративные подшивки, устраиваемые при обыкновенных ребристых перекрытиях, для получения гладкого потолка.

Как уже упоминалось ранее (стр. 56), с этой целью довольно часто применяется штукатурка по способу Рабца (Rabitzverkleidung). Для этого, при устройстве плитных перекрытий по железным балкам (черт. 75), сводов или ребристых перекрытий (черт. 277), к рабочим стержням прикрепляют оцинкованные проволоки толщиной 3 — 5 мм, выпуская их через стыки в опалубке.

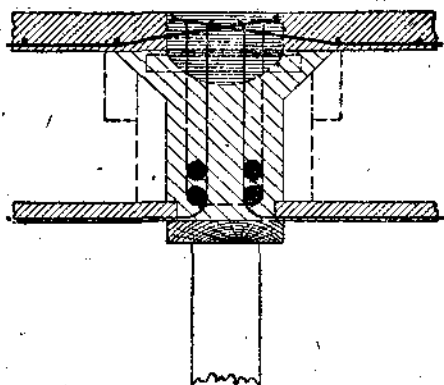
По снятии последней, к проволокам прикрепляется горизонтальная сеть с широкими петлями (20 — 30 см) из круглого железа, и уже к этой

сети подвешивается сетка Рабица, состоящая из оцинкованных проволок диаметром 1—3 мм, при ширине петель 2—4 см. Сеть забрасывается известково-гипсовым раствором на толщину от 2 до 5 см. Этот штукатурный материал и вызывает применение оцинкованных проволок, во избежание ржавления.

Для перекрытий над помещениями с высокой температурой и с большим



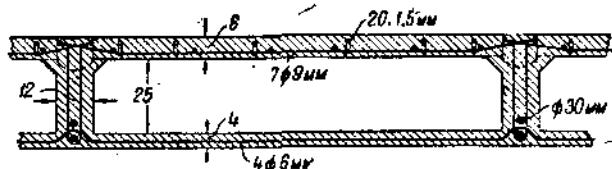
Черт. 277.



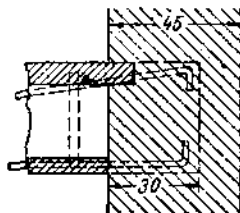
Черт. 278.

содержанием влаги в воздухе такая штукатурка Рабица непригодна, так как она может разбухать и отваливаться. В этих случаях следует применять тонкие плиты из цементного раствора, или обратиться к другим перекрытиям.

Геннебик уже сравнительно давно для получения гладкой нижней поверхности устраивал двойное перекрытие, применяя заранее изготовленные железобетонные плиты как для потолка, так и для пола. При изготовлении этих плит с поперечных концов выпускались стержни, которые потом забетонивались в балки.



Черт. 279.



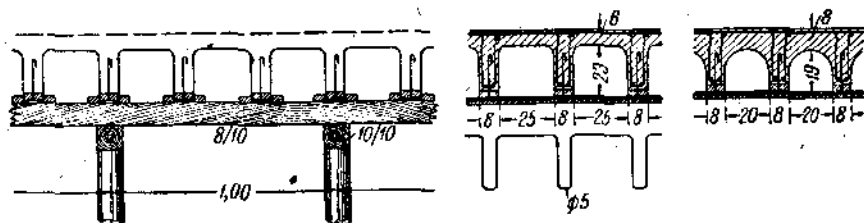
Для устройства этого перекрытия прежде всего на место каждой балки кладется доска, образующая дно формы; она поддерживается подпорками. Затем, на края этой доски укладываются вплотную одна к другой железобетонные плиты потолка. При балках с двумя парами стержней (черт. 278), выпущенные стержни плит заггибаются в вертикальное положение вокруг стержней балок, после того как эти стержни уложены на место. Обычные же хомуты Геннебика, вместо того, чтобы огнать каждую пару стержней отдельно, охватывают сразу обе пары. Потом устанавливаются боковые стенки формы балок и производят бетонирование, окачивая его вогнутой поверхностью так, чтобы хомуты оставались свободными еще на некоторую длину. Уширения балки поддерживаются полосами из обручного железа, установленными на ребро через каждые $\frac{1}{2}$ м. По удалении боковых стенок формы укладывают верхние плиты, стержни которых скрещиваются над углублением балок. Наконец, эти углубления заполняются бетоном, который соединяет в одно целое хомуты балок и стержни плит.

Подобным же образом устраивается перекрытие при ребрах с одной парой стержней (черт. 279).

Для устройства гладкого потолка в Германии находит применение плетенка Бакула (Bacula-Gewebe). Последняя состоит из деревянных брусочков квадратного сечения (5 × 5 или 8 × 8 мм), расположенных параллельно друг другу с малыми промежутками (5 мм) и оплетенных через каждые 15 см оцинкованной проволокой. Маты эти изготовляются длиной в 10—15 м, в рулонах, шириною от 30 см до 2 м. Подвешенные под перекрытием эти маты служат не только для нанесения на них штукатурки, но и для уменьшения звуко-и теплопроводности

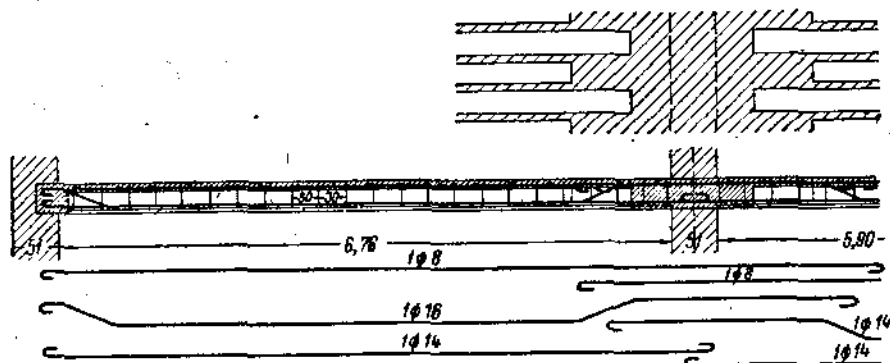
гильзы из жести, через продольные стенки которых продеваются короткие анкера; затем, по расплубликации на незаделанные части анкеров надеваются подвески, к которым и укрепляется плетенка Бакула.

На черт. 281—282 приведены конструкции (2-х видов) перекрытий с частными ребрами*, устраиваемые при помощи особых форм из листового железа. Для подвешивания снизу гладкого потолка к ребрам прикрепляются деревянные рейки, снабженные анкерными крюками и образующие при бетонировании дно ребер. Железные формы нижними загну-



тыми концами укладываются на брусья подмостей, а против возможного упругого отжимания форм во время бетонирования с боков их к брусьям прибавляются рейки.

Эти перекрытия устраиваются также и неразрезными, причем у промежуточных опор ребристая плита делается сплошной, выполняя в этом месте при железобетонном прогоне и роль сжатого пояса.



Соответственно с постепенным увеличением отрицательных моментов, половину пустот можно продолжить несколько дальше других, как показано на черт. 282. В массивной части перекрытия штукатурка снизу наносится непосредственно на бетон и, так как там деревянные рейки, к которым прикрепляется подшивка, не являются необходимыми, полезная высота плиты получается больше чем в пролете.

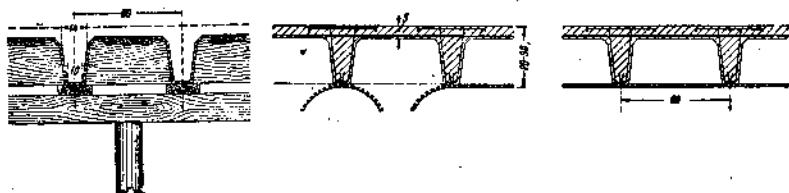
В ребрах перекрытия через каждые 30 см расположены хомуты $\varnothing 5$ мм, изогнутые по непрерывной зигзагообразной линии (черт. 281) и

218

для привязывания которых вверху проложены $\varnothing 8$ мм стержни по одному на ребро. Вверху же плиты, поперек ребер, уложены распределительные стержни $\varnothing 5$ мм.

По снятии железных форм, к рейкам прибаваются тонкие поперечные доски, образующие гладкий потолок, или подбиваются: двойная тростниковая плетенка, гипсовые доски, штукатурка Рабица, асбестовые, пробковые или цементные плиты, плетенка Бакула и т. п.

Перекрытие Гизе (Giese) тем выгодно отличается от предыдущих, что в нем вместо железных форм для ребер применяется плетенка Бакула, которая потом служит для устройства подшивного потолка (черт. 283).



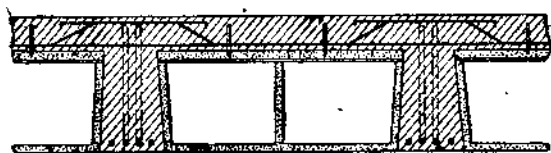
Черт. 283.

Опалубка устраивается так: на остои подмостей устанавливаются через каждые 50 см деревянные (могут быть и из железных уголков) ребра, по которым сверху укладываются рабочие доски, а с боков и на доски по низу (дно) — плетенка Бакула, причем из донной части выпускаются в будущие бетонные ребра проволочные петли для укрепления подвесного потолка. Образованная таким образом опалубка покрывается тонкой кровельной бумагой, от которой, после затвердения бетона, легко отделяются составные части опалубки.

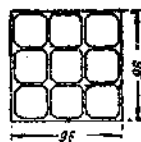
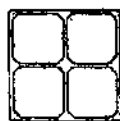
Расстояние между осями ребер — 60 см; высота ребер в зависимости от пролета делается в 20, 25 и 30 см при толщине плиты в 5 см; при высоте ребер в 30 см пролеты в жилых зданиях доходят до 8 м. Армирование подобно предыдущему.

3. Перекрытие с пустотелыми камнями.

Перекрытие Цюблина (Zublin)*. На опалубку, составленную из взаимно-перекрещивающихся под прямым углом брусьев, укладываются заранее приготовленные ящики из шлакового бетона (усиленные проволочной сеткой), с закрытой нижней стороной; ящики укладываются



Черт. 284.



Черт. 285.

таким образом, что между ними образуются перекрещивающиеся каналы (черт. 284). Каналы эти, для образования главных и второстепенных ребер, снабжаются арматурой и заполняются бетоном. Верхняя открытая сторона ящиков покрывается тонкой, тоже заранее приготовленной, железобетонной крышкой, толщиной $2\frac{1}{2}$ — 3 см, и над ними, одновременно с бетонированием ребер, укладывается верхний слой (сжатый пояс), толщиной 5 — 7 см, снабжаемый арматурой; для лучшей связи с этим слоем, в крышке ящиков заделаны выступающие хомуты. Ящики

* Одно из первых пустотелых перекрытий.

делаются размерами, 96×96 см и высотой от 17 до 40 см, с двумя или четырьмя ребрами жесткости (черт. 285), при толщине стенок 1,5 — 2 см. Полная высота готового перекрытия получается от 25 до 50 см.

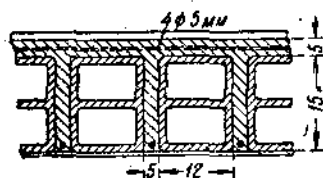
Перекрытие Цельнера (Zöllner). Цельнер применяет тонкостенные пустотелые камни из обожженной глины, форматом 12×15 см или 18×21 см (при больших пролетах), с горизонтальной перегородкой.

На ровную опалубку пустотелые кирпичи могут укладываться или непосредственно (черт. 286), или на предварительно утрамбованный слой бетона (раствора) — черт. 287.

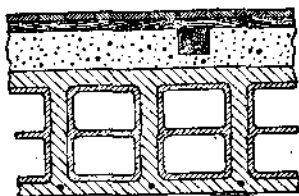
Кроме продольной арматуры из круглого железа, расположенного в промежутках между камнями, иногда, в случае надобности, применяют еще стержни поперек пролета, над пустотелыми камнями.

Пустые пространства в перекрытии, полезные для изоляции звука и тепла, в то же время могут служить в качестве вентиляционных каналов, дымоходов, подводов свежего воздуха к печам и пр.

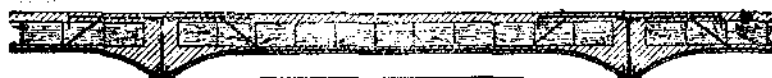
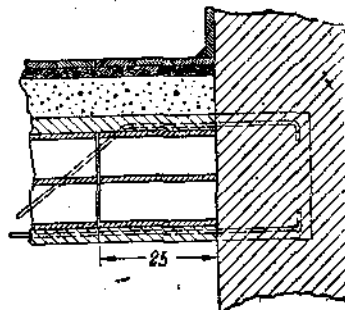
Перекрытие Цельнера, как и другие, ниже.



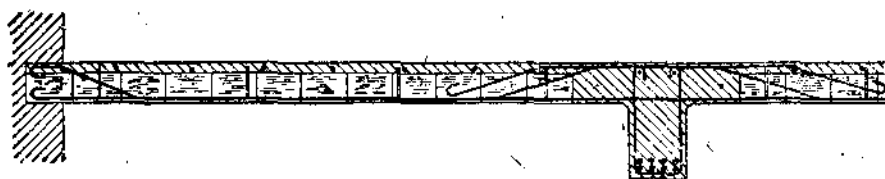
Черт. 286.



Черт. 287.



Черт. 288.



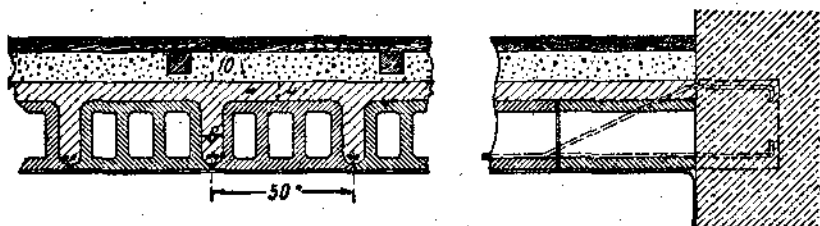
Черт. 289.

приведенные, могут располагаться между железными балками по их нижним полкам, а также устраиваться и неразрезными с железными (черт. 288) или железобетонными балками (черт. 289). Для восприятия опорных моментов (сжатых напряжений) вблизи балок, узких бетонных ребер (4—6 см) между пустотелыми камнями обыкновенно является недостаточно. Надлежащая толщина бетона вблизи балок может быть получена или утолщением бетона, снизу пустотелых камней, в виде вут (черт. 288), или же в этих местах, не укладывая вовсе пустотелых камней, плита делается массивной (черт. 289). Последний способ для получения необходимой сжатой зоны

особенно рекомендуется, когда перекрытие устраивается с железобетонными балками.

Перекрытие Релла (Rella). В этом перекрытии пустотелые камни приготавливаются из гинса и шлаков (массы Брюна) или из цементного бетона (черт. 290).

Преимущество этих камней заключается в том, что они могут быть изготовлены на месте постройки любой высоты, соответственно пролету и

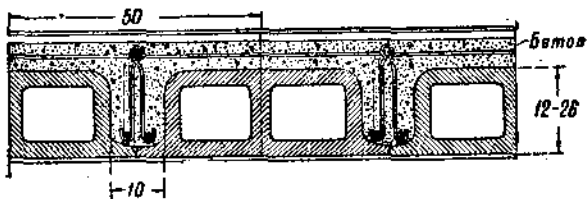


Черт. 290.

нагрузке, т. е. можно быть независимым от кирпичных заводов и связанных с этим расходов по доставке готовых камней.

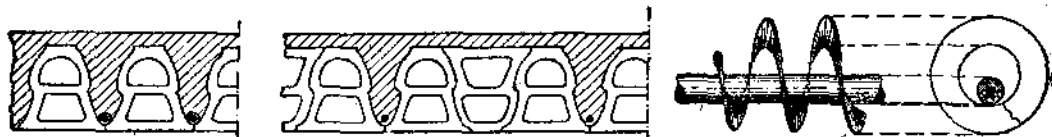
Кроме того, самая форма камней выбрана с приливами у подошвы, что позволяет обойтись только остовом опалубки, так как рядом уложенные камни образуют готовые формы для железобетонной конструкции; затем, на нижней поверхности камней впоследствии, в случае надобности, легко могут быть выдолблены канавки для прокладки труб и проводов, а также и вбиваемы гвозди.

Перекрытие Реми (Remy). Здесь применяются пустотелые камни из пемзобетона, отличающиеся легкостью и особой звукопроводностью. Они делаются шириною 50 см, высотой от 12 до 26 см и длиной 20 см, с подошвенными приливами (черт. 291). Ширина ребер 10 см, в которые, обычно, укладываются 2 стержня.



Черт. 291.

Перекрытие Вернера (Wörner). Применяемые в этом перекрытии пустотелые камни из обожженной глины имеют такую форму, что, будучи



Черт. 292.

Черт. 293.

Черт. 294.

поставлены рядом, поочередно, в прямом и перевернутом положении, образуют плотный ряд.

В зависимости от пролета и нагрузки камни укладываются все в прямом положении (черт. 292) или же группами по 3 камня (черт. 293), а образованные между ними промежутки снабжаются арматурой из круглого железа и заполняются бетоном.

Для удержания круглого железа в определенном положении и сохранения требуемой толщины прикрывающего слоя бетона в 1 см, Вернер применяют особые спирали из оброчного железа 10 × 1,5 мм, поставленного на ребро (черт. 294); отдельные спирали, длиною несколько больше 2-х витков, надеваются на круглые стержни арматуры на расстояниях в 50 см.

Перекрытие может устраиваться как с верхним бетонным слоем, так и без него.

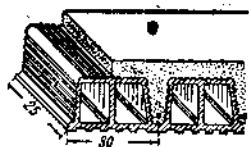
Перекрытие Аккермана (Askermann). Это перекрытие среди пустотелых является одним из наиболее распространенных в Германии. Заполняющие пустотелые камни („Реформа“ — „Reformbohlstein“) из обожженной глины делаются высотой от 10 до 22 см, с широкой подошвой до 30 см при длине 25 см (черт. 295).

Здесь также подошвенные выступы у камней образуют готовую опалубку для ребер. Благодаря бороздкам по наружным поверхностям, достигается надежная механическая связь камней с окружающим бетоном и штукатуркой.

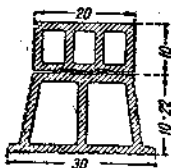
При больших пролетах для получения большей высоты камней применяются особые дополнительные камни (черт. 296), размерами 10 × 20 × 25 см; с помощью их достигается наибольшая высота заполнения в 32 см.

Для возможности укладки пустотелых камней вперевязку изготавливаются половинчатые камни. Хомуты здесь не ставятся.

Для закрытия полос бетона крайних балок и прогонов применяются особые гончарные плитки (черт. 297).



Черт. 295.



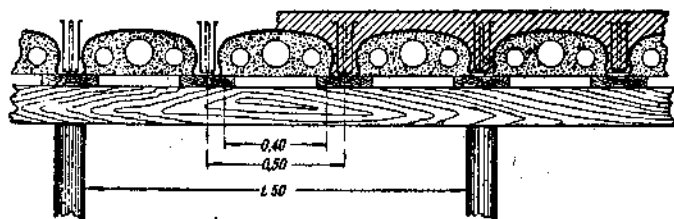
Черт. 296.



Черт. 297.

Вес перекрытия, включая ребра, составляет 11 кг/см² на каждый сантиметр высоты.

Перекрытие из легких камней Лемана (Lehmann). Заполняющим материалом являются легкие камни, изготавливаемые из очень пористой композиции — просеянной коксовой золы, гипса и опилок (черт. 298).



Черт. 298.

Верхняя поверхность камней в обе стороны, обращенные к ребрам, скруглена, вследствие чего получаются хорошие переходы, соответствующие статическим условиям плит, находящимся между ребрами.

Изготовление легких камней, которое не связано определенным местом, производится наливом вышеупомянутой смеси в формы, выкладываемые перед этим тонким просмоленным толем. Последний прилипает к затвердевшему камню и, с одной стороны, повышает изоляционные качества против звука и тепла, а с другой — мешает пропитыванию их водою (из бетона) при устройстве перекрытия.

Так как камни одновременно служат опалубкой и только расположенные между ними ребра требуют опалубочных досок, то расходы на устройство опалубки для этого перекрытия существенно уменьшаются.

Подкладывая гипсовые доски, толщиной в 1 см, под бетонные ребра, можно достигнуть однородности материала по всей нижней поверхности перекрытия.

Перекрытие Вестфали (Westphal). Главной частью этого перекрытия являются пустотелые камни из обожженной глины, которые делаются двух форматов: для больших пролетов — 25 × 16 см при высоте 18 см с одним отверстием и для малых — 25 × 25 см при высоте 15 см

с 2-мя отверстиями. Камни располагаются на ровной опалубке с промежутками, в которые укладывается круглое железо.

От большинства пустотелых перекрытий это перекрытие отличается укладкой камней поперек пролета; камни укладываются не вплотную, а с промежутками около 3 см, так что получаются промежутки между рядами камней и в поперечном направлении (черт. 299).

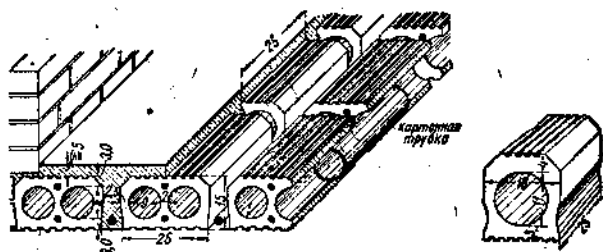
Как те, так и другие промежутики заливаются жидким цементным раствором (1:3), после того как соединение камней в продольном направлении сделано при помощи картонных трубок, вдвинутых в отверстия камней. Благодаря этим трубкам препятствуется проникание раствора в пустоты, вследствие чего, с одной стороны, получается экономия бетона, а с другой — при расчете может не приниматься во внимание прибавка к весу 25% за счет бетона, проникающего в пустоты.

Поверх камней наносится слой бетона не тоньше (1:3).

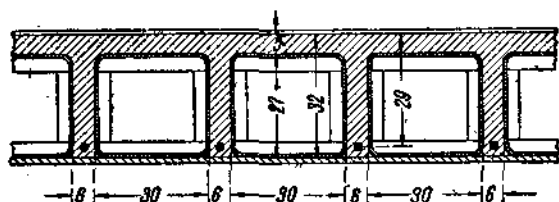
Бетонные поперечные ребра содействуют камням воспринимать сжимающие напряжения как верхней, так и при отрицательных моментах своей нижней частью, что дает возможность сэкономить в толщине бетонного слоя, или устраивать перекрытия, как чисто железобетонные, без такового.

Это перекрытие с перекрестной арматурой из круглого железа соответствующего сечения может выдерживать значительные нагрузки.

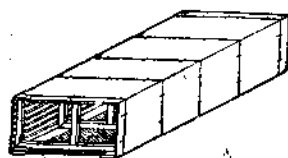
Оно может устраиваться также между железными и железобетонными прогонами.



Черт. 299.



Черт. 300.



Черт. 301.

При толщине бетонного слоя менее 5 см перекрытие рассчитывается как железобетонное, при толщине же более 5 см — как железобетонное. Вес каменной плиты, включая бетонные ребра, определяется (без бетонного слоя) на каждый сантиметр высоты 10 кг/м².

Перекрытие с тростниковыми трубами Вайсса (Wayss). В этом перекрытии своеобразным является заполнение между ребрами из тростниковых труб (черт. 300), которые в то же время служат боковыми стенками для ребер, опалубкой для плиты и нижней поверхностью перекрытия.

Трубы делаются длиной в 1 м из тростниковых матов (толщиной 0,5 — 0,8 см), которые натягиваются на деревянные рамки (толщиной 2 см), устанавливаемые на расстояниях 25 см друг от друга. Тростник прижимается к деревянным рамкам помощью стальных хомутов, так что трубы приобретают некоторую жесткость, необходимую при производстве работ. При трубах больших размеров внутри устраивается вертикальная перегородка (черт. 301). Трубы получаются весьма легкими (5 — 8 кг/м² поверхности).

Для изготовления труб служит особая машина, на которой один рабочий в 10 час. может выработать до 200—250 труб.

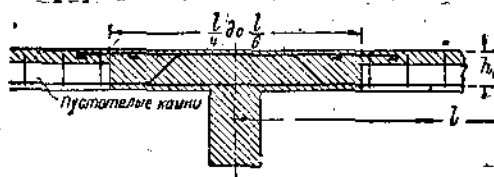
Перекрытие устраивается по опалубке, на которой трубы укладываются с промежутками, равными ширине ребер.

Вместо тростниковых матов могут быть применены также маты Бакула из деревянных брусочков, обтянутых особым тонким толем.

Подобного рода перекрытия, по существу, занимают промежуточное место между перекрытиями с пустотелыми камнями и перекрытиями с частыми ребрами и подшивным потолком, рассмотренными выше.

4. Расчет пустотелых перекрытий.

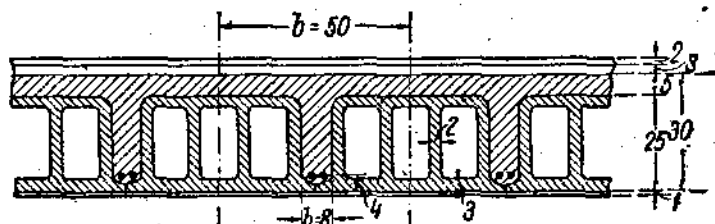
Подбор сечения этих перекрытий обычно производится приближенно по формулам, выведенным для плит и балок прямоугольного сечения.



Черт. 302.

Только при проверке на скалывающие напряжения следует в формулу (45) подставлять вместо b ширину ребра b_1 , т. е. не учитывая содействия заполняющих камней*. Вообще же эти напряжения редко превосходят допустимый предел.

При неразрезных пустотелых перекрытиях с железобетонными прогнами, в местах примыкания к прогону (черт. 302), на некотором протяжении ($\frac{l}{6}$ до $\frac{l}{4}$), где опасны отрицательные моменты, пустотелые камни заменяют бетоном и отгибают отдельные стержни, оказывающие сопротивление косым растягивающим напряжениям.



Черт. 303.

Сплошным бетоном заменяются также опорные части перекрытия, лежащие на стенах, для равномерного распределения нагрузки и для прочного сопротивления весу вышележащей стены.

Пример 1. Подобрать арматуру для пустотелого перекрытия (Rella), согласно черт. 303, пролетом в свету 5 м; полезная нагрузка 250 кг/м².

Нагрузка, на одно ребро, при $b = 50$ см.

Собственный вес ребра — $0,08 \cdot 0,23 \cdot 2400$	44	кг.м
Верхняя плита — $0,50 \cdot 0,05 \cdot 2400 =$	60	"
Пустотелые камни (приблизительно)	50	"
Слой плакового бетона, цементный пол и штукатурка	52	"
Полезная нагрузка $250 \cdot 0,50 =$	125	"

Всего, кругло 330 кг.м

Расчетный пролет $5,0 + 0,25 = 5,25$ м.

Изгибающий момент

$$M = \frac{330 \cdot 5,25^2}{8} \cdot 100 \approx 113\,700 \text{ кгс.м.}$$

Полезная высота $h_1 = (30 - 2) - 2 = 26$ см.

* В Германских нормах 1925 г. о расчете пустотелых перекрытий нет особых указаний.

По таблице II:

$$h_1 = c \sqrt{\frac{113\,700}{50}}; c = 0,545$$

при

$$\sigma_s = 1\,200 \text{ кг/см}^2 \text{ и } \sigma_b = 28,3 \text{ кг/см}^2, \\ F_s = 0,00168 \sqrt{113\,700 \cdot 50} = 4,01 \text{ см}^2,$$

т. е.

$$2 \varnothing 16 \text{ мм, с } F_s = 4,02 \text{ см}^2.$$

Проверка напряжений σ_b и σ_s :

$$M = 113\,700 \text{ кгс.м, } b = 50 \text{ см, } h_1 = 26 \text{ см и } F_s = 4,02 \text{ см}^2,$$

$$x = \frac{15 \cdot 4,02}{50} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 50 \cdot 26}{15 \cdot 4,02}} \right] = 6,8 \text{ см,}$$

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 113\,700}{50 \cdot 6,8 \left(26 - \frac{6,8}{3} \right)} = 28,2 \text{ кг/см}^2,$$

$$\sigma_s = \frac{113\,700}{4,02 \left(26 - \frac{6,8}{3} \right)} = 1\,192 \text{ кг/см}^2.$$

Проверка на скалывание:

$$A = \frac{1}{2} \cdot 5,25 \cdot 330 = 866 \text{ кг,}$$

$$h_1 = 8 \text{ см; } z = h_1 - \frac{x}{3} = 26 - \frac{6,8}{3} = 23,73 \text{ см,}$$

$$\tau_0 = \frac{866}{8 \cdot 23,73} = 4,56 \text{ кг/см}^2.$$

У опор как для восприятия косых растягивающих напряжений, так и учитывая возможность частичного заземления перекрытия, в каждом ребре один стержень отгибается вверх.

Пример 2. Рассчитать неразрезное (двухпролетное) пустотелое перекрытие с перекрестной арматурой над помещением размерами $6,0 \times 11,0 \text{ м}$ (черт. 304). Пол цементный, толщиной 2 см. Полезная нагрузка $p = 250 \text{ кг/м}^2$. Напряжение $\sigma_b = 45 \text{ кг/см}^2$ и $\sigma_s = 1200 \text{ кг/см}^2$.

Нагрузка:

Собственный вес плиты (из пустот. камней) толщиной 15 см	$15 \cdot 10 = 150 \text{ кг/м}^2$
Бетонный слой толщиной 4 см	$0,04 \cdot 2200 = 88 \text{ "}$
Пол и штукатурка	$0,02 \cdot 2\,100 + 0,01 \cdot 2000 = 62 \text{ "}$

$$\text{Постоянная нагрузка . . . } g = 300 \text{ кг/м}^2 \\ \text{Полезная нагрузка . . . } p = 250 \text{ кг/м}^2$$

Расчетные пролеты:

$$a = 5,50 + 0,10 = 5,60 \text{ м; } b = 6,00 + 0,20 = 6,20 \text{ м.}$$

Распределение нагрузки согласно таблице Галеркина (см. приложение VIII).

Отношение:

$$\frac{b}{a} = \frac{6,2}{5,6} = 1,11.$$

По направлению a :

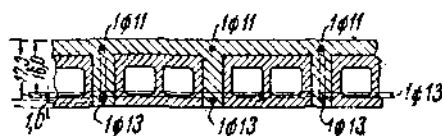
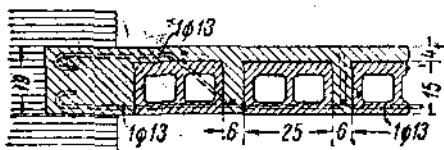
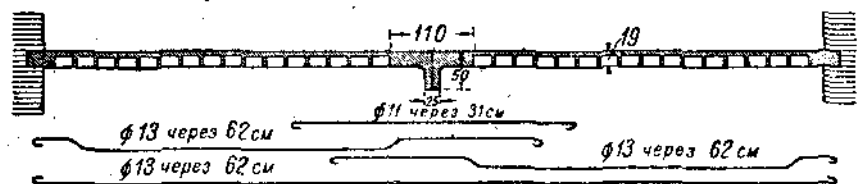
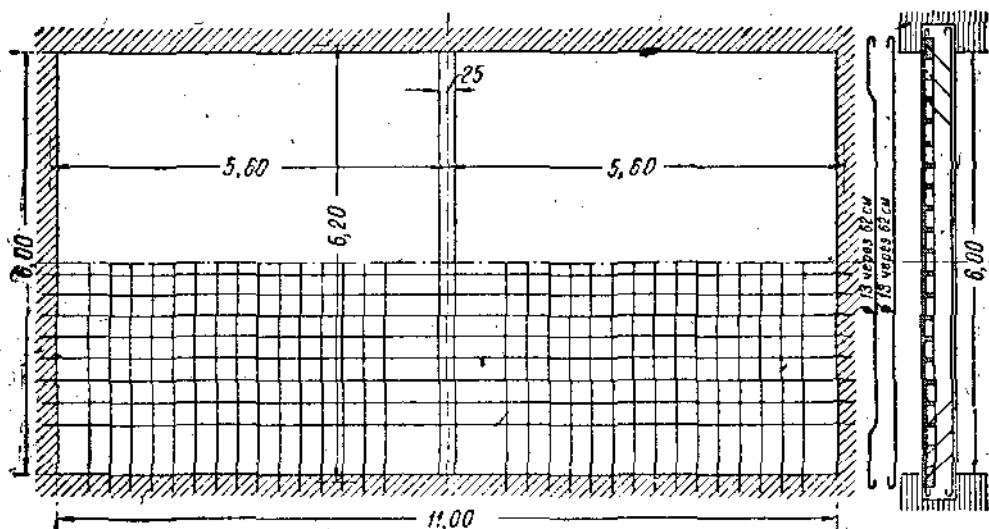
$$g_a = 0,435 \cdot 300 = 130 \text{ кг/м}^2; p_a = 0,435 \cdot 250 = 109 \text{ кг/м}^2.$$

По направлению b :

$$q_b = 0,38 \cdot 300 = 114 \text{ кг/м}^2; \quad p_b = 0,38 \cdot 250 = 95 \text{ кг/м}^2.$$

В направлении b , учитывая частичную заделку в стены:
момент по середине:

$$M_b = \frac{q_b \cdot a^2}{10} = \frac{(114 + 95) \cdot 5,6^2 \cdot 100}{10} = 65\,542 \text{ кгсм};$$



Черт. 304.

момент на опоре:

$$M_0 = -\frac{q_b \cdot a^2}{20} = -32\,770 \text{ кгсм},$$

В направлении a — двухпролетная плита.

Пролетный момент (приближенно):

$$M_a = \frac{q_a \cdot a^2}{10} = \frac{(130 + 109) \cdot 5,6^2 \cdot 100}{10} = 74\,950 \text{ кгсм}.$$

Момент на опоре:

$$M_0 = -\frac{q_a a^2}{8} = -\frac{(130 + 109) \cdot 5,6^2 \cdot 100}{8} = -93\,688 \text{ кгсм}. **$$

* По Германским нормам 1925 г. для двухпролетной плиты.

** При расчете по таблице Лёвера: $M_a = 69\,180 \text{ кгсм}$ и $M_0 = -135\,300 \text{ кгсм}$.

Наибольший пролетный момент

$$M_a = 74\,950 \text{ кгсм.}$$

При

$$\sigma_b = 45 \text{ кг/см}^2 \text{ и } \sigma_c = 1200 \text{ кг/см}^2$$

$$h_1 = 0,375 \sqrt{\frac{74\,950}{100}} = 10,3 \text{ см.}$$

Полученная полезная высота мала по сравнению с пролетом. По Германским нормам h_1 должно быть не менее

$$h_{\text{min}} = \frac{560 \cdot 4}{30 \cdot 5} \approx 15 \text{ см.}$$

Останавливаемся на $h = 15 + 4 = 19 \text{ см.}$

В направлении a

$$h_1 = 19 - 1,0 - 0,7 = 17,3 \text{ см,}$$

$$F_e = \frac{M}{\sigma_c \left(h_1 - \frac{d}{2} \right)} = \frac{74\,950}{1\,200 (17,3 - 2)} = 4,08 \text{ см}^2,$$

а на одно ребро

$$F_e = 4,08 (0,25 + 0,06) = 1,26 \text{ см}^2.$$

Берем $1 \text{ } \varnothing 13 \text{ мм} = 1,34 \text{ см}^2$.

В направлении b

$$h_1 = 19 - 1,0 - 1,3 - 0,7 = 16 \text{ см,}$$

$$F_e = \frac{65\,542}{1\,200 (16 - 2)} = 3,90 \text{ см}^2,$$

или на одно ребро

$$F_e = 3,90 \cdot 0,31 = 1,21 \text{ см}^2.$$

Берем тоже $1 \text{ } \varnothing 13 \text{ мм} = 1,34 \text{ см}^2$.

В местах примыкания плиты к прогону прямоугольное сечение будет полезною высотой $h_1 = 19 - 1,0 - 0,7 = 17,3 \text{ см}$ и суммарной шириною $b = \frac{6}{0,31} = 19,35 \text{ см}$ (на ширину плиты в 100 см),

$$F_e = \frac{1 \text{ } \varnothing 13}{0,62} + \frac{1 \text{ } \varnothing 11}{0,31} = 5,22 \text{ см}^2,$$

$$p_1\% = \frac{5,22 \cdot 100}{19,35 \cdot 17,3} = 1,56\%.$$

По таблице I (стр. 66) определяем величину изгибающего момента, который может воспринять это сечение:

$$p_1\% = 1,56 \text{ соответствует } \alpha = 4,88.$$

Из формулы (9):

$$\sigma_b = \alpha \cdot \frac{M}{bh_1^2}; \quad M = \frac{bh_1^2 \cdot \sigma_b}{\alpha} = \frac{19,35 \cdot 17,3^2 \cdot 45}{4,88} = 534 \text{ кгсм} = 53\,400 \text{ кгсм}$$

Считая, что при $M = -\frac{1}{8} q l^2$ нулевая точка моментов находится в расстоянии $\frac{l}{4} = \frac{5,60}{4} = 1,40$ м и принимая, приближенно, линию отрицательных моментов за прямую (черт. 305), можно найти из отношения

$$\frac{93\,688}{53\,400} = \frac{140}{x}$$

$$x \approx 80 \text{ см},$$

т. е. сплошная плита в каждую сторону от оси прогона должна простираться на 60—55 см.

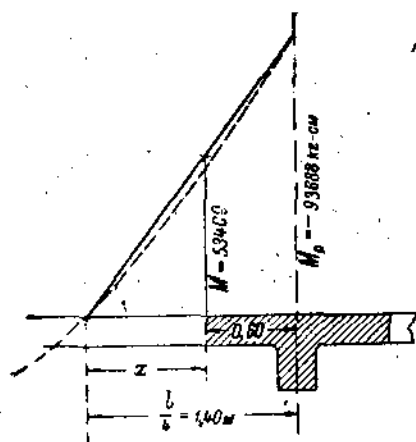
Над прогоном

$$z = \frac{7}{8} \cdot 17,8 = 15,1 \text{ см};$$

на 1 м ширина плиты

$$F_c = \frac{1 \varnothing 13 + 1 \varnothing 13}{0,62} + \frac{1 \varnothing 11}{0,62} = \frac{2,66}{0,62} + \frac{0,95}{0,31} = 7,36 \text{ см}^2,$$

$$\sigma_c = \frac{M}{F_c \cdot z} = \frac{93\,688}{7,36 \cdot 15,1} \approx 850 \text{ кг/см}^2.$$



Черт. 305.

Прогон. Изгибающий момент от плиты с полезной нагрузкой определяем по формуле (98) и от собственного веса прогона $g = (0,50 - 0,19) \cdot 0,25 \cdot 2\,400 = 186 \text{ кг/м}$; далее, принимая во внимание частичную заделку, уменьшаем пролетный момент на 80%, а вследствие неразрезности плиты увеличиваем давление для средней опоры в 1,25⁴:

$$M = 2 \cdot 1,25 \cdot 0,8 \cdot \frac{(3 \cdot 6,2^2 - 5,6^2) \cdot 5,6 \cdot 550}{48} + \frac{186 \cdot 6,2^2}{10} = 11\,490 \text{ кгм}$$

При

$$b = 110 \text{ см}, \sigma_s = 1\,200 \text{ кг/см}^2 \text{ и } \sigma_b = 35 \text{ кг/см}^2$$

$$h_1 = 0,458 \sqrt{\frac{11\,490\,000}{110}} = 46,8 \text{ см}.$$

Полная высота

$$h = 46,8 + 3,2 = 50 \text{ см},$$

$$F_c = \frac{M}{\frac{7}{8} \cdot h_1 \cdot \sigma_c} = \frac{11\,490\,000}{\frac{7}{8} \cdot 46,8 \cdot 1\,200} = 23,38 \text{ см}^2.$$

Берем

$$F_c = 5 \varnothing 25 \text{ см} = 24,55 \text{ см}^2.$$

Опорная реакция от веса плиты с полезной нагрузкой по формуле (97) и от собственного веса прогона $g = 186 \text{ кг}$:

$$A = 1,25 \cdot \frac{(2 \cdot 6,2 - 5,6) \cdot 5,6 \cdot 550}{4} + \frac{186 \cdot 5,6}{2} = 7066 \text{ кг} = Q.$$

$$z = \frac{7}{8} \cdot 46,8 = 40,9 \text{ см},$$

$$\tau_0 = \frac{Q}{b_1 z} = \frac{7066}{25 \cdot 40,9} = 6,91 \text{ кг/см}^2.$$

Отгибаем у опор по 3 $\varnothing 25$ мм.

* При трех и более пролетах этот коэффициент уменьшается до 1,15—1,1.

Эти перекрытия, предложенные около 20 лет тому назад Турнером (Turner) в С. Америке, получили там широкое распространение; в последние годы они нашли также значительное применение в З. Европе и у нас.

Основное отличие их от рассмотренных групп перекрытий заключается в том, что плоская железобетонная плита здесь располагается без применения каких-либо балок, непосредственно на колоннах, верхняя часть (капители) которых с этой целью консолеобразно расширяется во все стороны. Эти расширения колонн, на подобие гриба, и привели к названию самой конструкции („Mushroomsystem“; „Pilzdecke“).

Причину их появления надо искать, повидимому, в желании достигнуть возможно большей утилизации помещений при плоском потолке, без ребер. При перекрытиях с выступающими ребрами, последние представляются не всегда желательными, в виду уменьшения высоты помещения, затемнения промежутков между ребрами и больших поверхностей, требующих отделки; при устройстве же тонких железобетонных подшивных потолков, таковые обыкновенно не принимают участия в восприятии усилий и в то же время удорожают перекрытие.

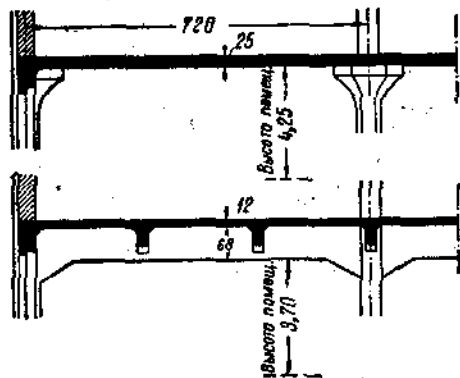
При плоских безбалочных перекрытиях, кроме улучшения освещения, проветривания, поддержания чистоты и облегчения устройства всевозможных проводов, достигаются и некоторые экономические выгоды, благодаря уменьшению конструктивной высоты. Так, при определенной высоте помещений, измеряемой от пола до нижней поверхности главных балок (черт. 306), можно прийти к меньшей высоте здания, применяя безбалочные перекрытия, а следовательно, сэкономить на каменной кладке стен, или же, при ограниченной высоте здания, таковое легче может быть спроектировано этажом больше, чем при балочных перекрытиях.

Что касается стоимости этого перекрытия, то работа по устройству опалубки, при гладкой нижней поверхности, получается и проще и дешевле, чем при ребристом перекрытии, но зато оно требует несколько больше бетона и железа.

Затем, безбалочные перекрытия могут получить как самую простую, так и очень богатую архитектурную обработку.

Не прививались же они в Европе в первое время, главным образом, вследствие отсутствия установленных Норм для расчета, точный же расчет их встречал значительные затруднения по своей математической сложности*.

В статическом отношении безбалочное плоское перекрытие представляет неразрезную плиту, опирающуюся только на колонны, причем, дабы увеличить необходимую площадь сопряжения, для передачи опорного давления, а также и для уменьшения возникающих у опор больших скалывающих напряжений, придается указанное выше расширение верха (капители) колонн. Эти расширения создают и более выгодные условия для распределения изгибающих моментов, соответственно которым располагается арматура. С той же целью, сверху на расширенной капители



Черт. 306.

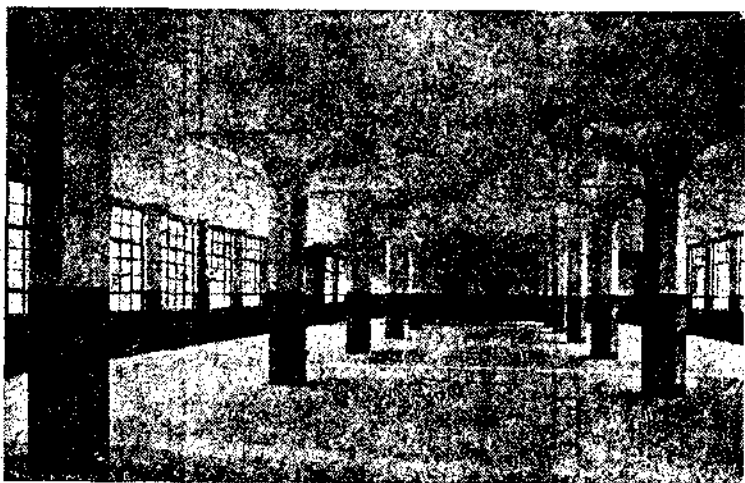
* Только в последние годы работы, преимущественно немецких исследователей Лене и Маркуса, привели проблему грибовидных перекрытий к ее разрешению, и также только недавно теория неразрезных плит, подпертых в отдельных точках, начала проверяться опытами (в Германии — Железобетонная комиссия). На основании же полученных результатов теоретических и опытных исследований Германские нормы 1925 г. впервые, в Европе дали руководящие указания для расчета безбалочных („грибовидных“) перекрытий.

колонны часто устраивается так называемая надкапитальная, или головная плита, т. е. перекрытие над опорой утолщается по некоторой площади (черт. 307 и 308).

Рассматривая безбалочное перекрытие с квадратными плитами между колоннами, как образованное из ребристого, балки, которого, идущие по двум направлениям, постепенно становятся все шире и ниже, а плиты



Черт. 307.



Черт. 308.

между ними соответственно утолщаются, пока, наконец, выступающие ребра совсем не пропадут, — можно составить себе уже некоторое представление о работе этого перекрытия. Таким образом, безбалочное перекрытие можно представить себе разделенным на так называемые опорные полосы, идущие по колоннам и связывающиеся над ними под прямым углом и на промежуточные между ними плиты, углы которых доходят до капителей колонн или расположенных над ними головных плит*.

* Mörsch E. Der Eisenbetonbau, Bd. 1, H. 2, 1922, S. 379.

Безбалочные перекрытия применяются преимущественно для разного рода промышленных зданий, мастерских, обширных складов, холодильников и пр.

§ 37. Разновидности безбалочных перекрытий.

Существует несколько разновидностей безбалочных перекрытий, различающихся, главным образом, расположением арматуры.

Если пространство между опорными полосами вооружено только диагональной арматурой, которая продолжена дальше на опоры, то все плоское перекрытие можно рассматривать состоящим из опорных и диагональных полос, передающих нагрузку непосредственно на опоры (черт. 309).

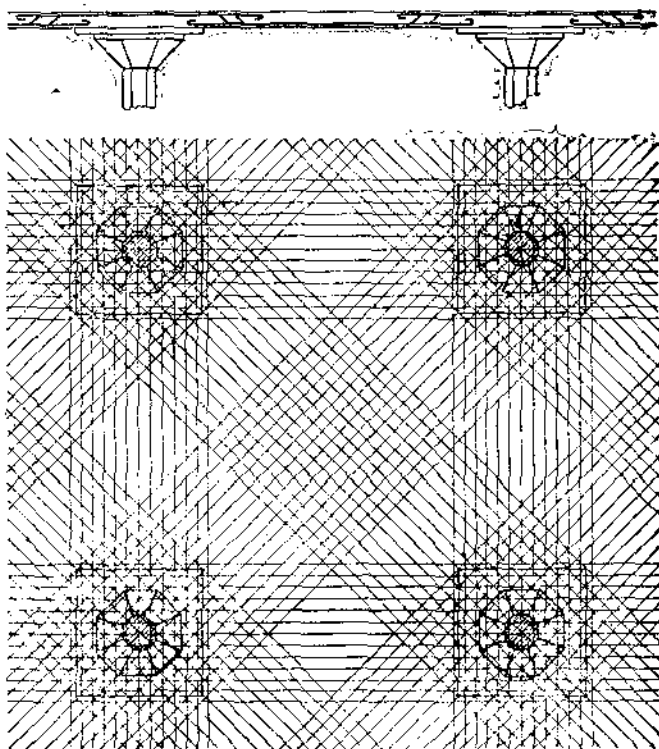
В каждом направлении арматура располагается соответственно с возникающими моментами, т. е. в середине пространства между колоннами, где положительные моменты, стержни идут у нижней поверхности плиты, а приближаясь к колоннам, стержни отгибаются кверху соответственно с возникающими отрицательными моментами; затем стержни пропускаются в соседний пролет, как это делается и в обычных неразрезных перекрытиях.

Такое армирование по четырем направлениям, или так называемая „четырехпоясная“ или „четырепутная“ система („Vierbahnsystem“), имеет над колоннами стержни арматуры расположенными в четыре ряда друг над другом, вследствие чего теряется некоторая часть полезной высоты (несовершенное использование железа), в других же местах перекрытия, наоборот, стержни арматуры оказываются только в одном направлении, так что не исключена возможность появления трещин, если растягивающие напряжения возникнут в ином направлении. В опорных полосах, где поверхность изгиба имеет седлообразную форму, стержни двух направлений являются особенно необходимыми.

Кроме того, укладка арматуры по четырем направлениям представляет большие затруднения, принимая во внимание необходимость устройства отгибов.

В первоначальной конструкции Турнера (черт. 310), имеющей арматуру по четырем направлениям, на лучеобразно-расходящиеся (радиальные) стержни, составляющие продолжение продольной арматуры колонны, укладывались еще три железных кольца (черт. 311), и над ними уже проходили стержни опорных и диагональных полос, так что в конце концов над колонной получалось шесть рядов* арматуры.

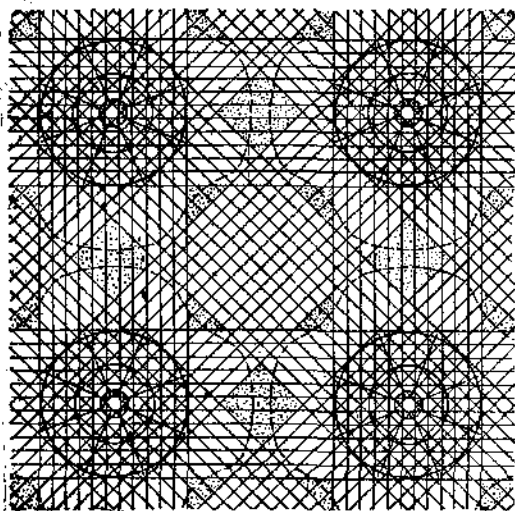
* На черт. 311 не показаны три верхних ряда арматуры.



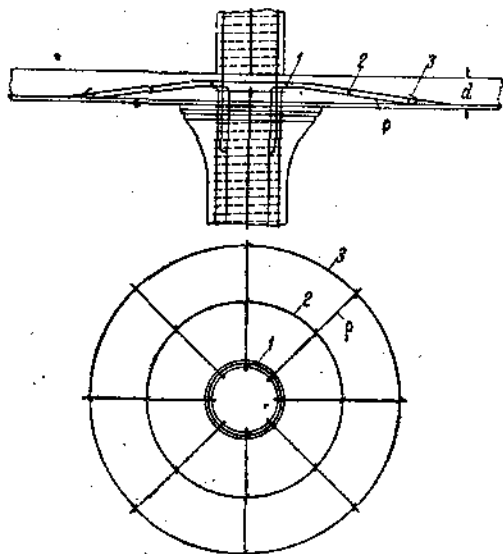
Черт. 309.

Радиальные стержни, увеличивая жесткость соединения плиты с колонной, в то же время вместе с отогнутыми стержнями воспринимают скалывающие напряжения, которые наибольшей своей величины достигают по краю капители колонны.

Легко усмотреть, что над каждой колонной здесь получается как бы круговая консольная плита с отрицательными моментами, а в середине между ними — площадки с положительными моментами, причем нулевая точка моментов будет тем больше отодвигаться от колонны, чем более жесткая конструкция головы колонны; у мест же нулевых моментов, где переводятся стержни снизу вверх, получается род шарнирного соединения, напоминающее таковое в балках Гербера.



Черт. 310.



Черт. 311.

Как показали опыты (в Германии) с плитами, вооруженными перекрестными стержнями, идущими, безразлично, параллельно сторонам или по диагоналям, для восприятия появляющихся в плите растягивающих напряжений представляется достаточным армирование ее только по двум крестообразно пересекающимся направлениям. К этому же, повидимому, пришли также и американцы, применяя „двухпоясную“ или „двухпутную“ систему („Zweibahnensystem“) безбалочного перекрытия (черт. 312).

В этом случае, промежуточную плиту, или, точнее, пролетную полосу, находящуюся между опорными полосами, можно рассматривать как неразрезную балку с упруго опускающимися опорами и соответственно с этим и вооружаемую.

Укажем на разновидность безбалочного перекрытия, в которой средняя часть перекрытия, между опорными полосами, делается углубленной (черт. 313).

Подобные перекрытия получаются с несколько меньшим собственным весом, чем перекрытия с гладкой нижней поверхностью.

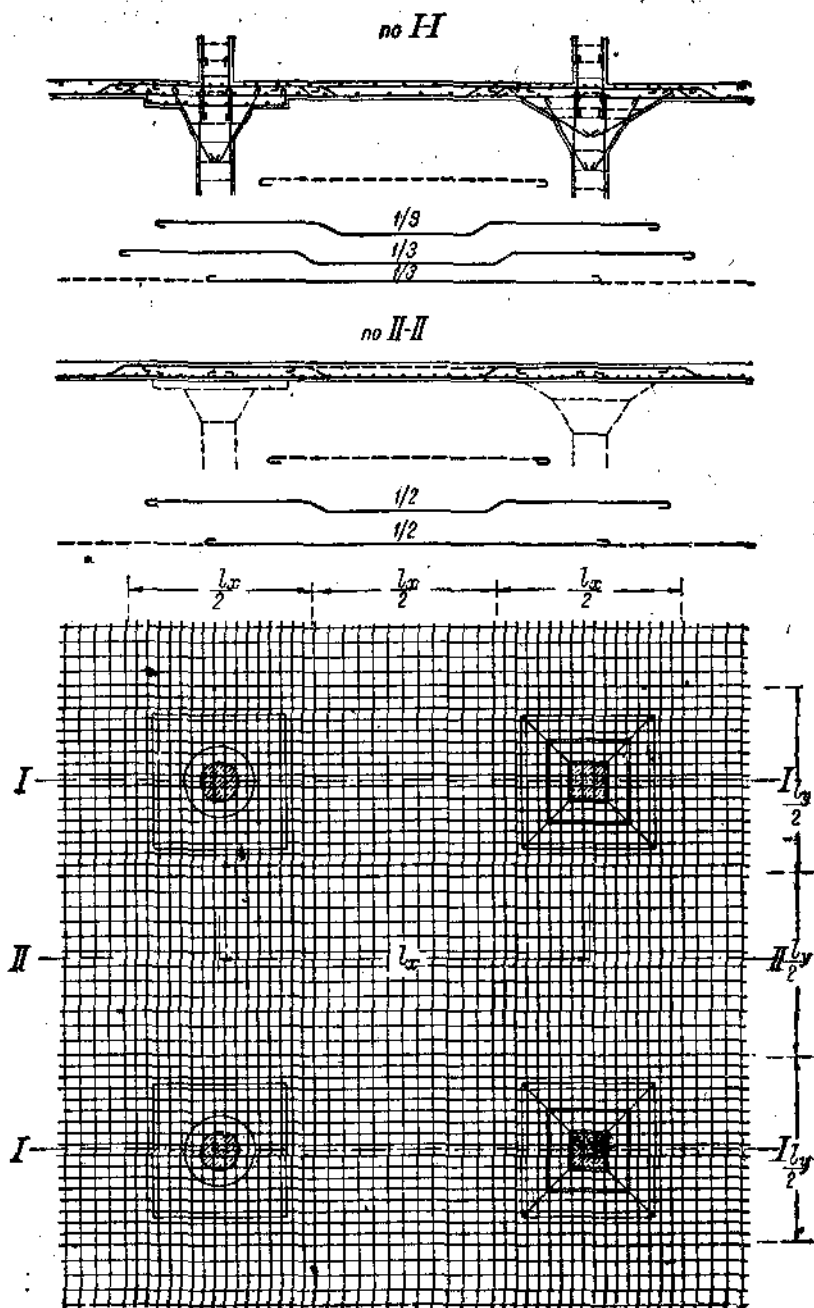
Существует еще одна оригинальная система армирования безбалочных перекрытий, предложенная в 1914 г. инж. Смальским (Smulski).

Главная арматура здесь (черт. 314) состоит из отдельных концентрических колец, укладываемых в разных зонах перекрытия, а именно в каждом поле: центральная зона (I), междуопорные (II) и опорные (III). Кольца I и II зоны укладываются внизу, а III вверху.

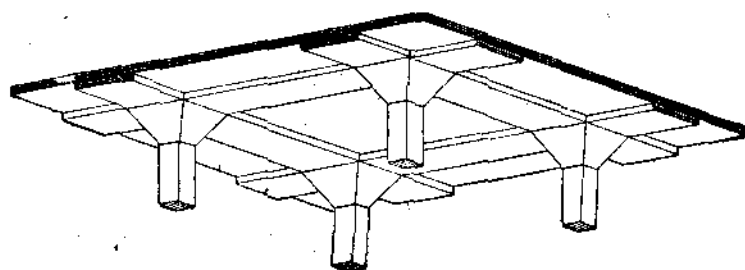
Кроме колец, прокладываются еще парные стержни по диагоналям и вдоль линии опор.

По этой системе в Америке выполнены перекрытия нескольких зданий*.

* Подольский П. С. Железобетонные безбалочные покрытия, 1930, стр. 25 и 196—202.



Черт. 312.



Черт. 313.

Сравнивая приведенные системы безбалочных перекрытий, легко заметить, что наиболее простой из них является „двухпутная“, которая, кроме того, и несколько экономичней „четырепутной“, требуя меньше железа. Поэтому, в настоящее время „двухпутная“ система и нашла наиболее частое применение.

На первом чертеже показаны два вида капителей в безбалочных перекрытиях обширного хлебного амбара в Будапеште *, в котором пять нижних этажей имеют колонны восьмиугольного сечения, а верхние пять — четырехугольного. В восьмиугольных колоннах капитель также восьмиугольной формы

The image contains four technical drawings of metal structures, labeled II and VI, showing side and top views.

Structure II (Left):

- Side View (Top):** Labeled "II Этаж" (II Floor). It shows a vertical section with a width of 80. A horizontal beam is attached to the side. Dimensions include a vertical offset of 6, a horizontal offset of 32.5, and a vertical distance of 220. Labels include "Хомут φ12" (Bracket φ12) and "Хомут φ8" (Bracket φ8).
- Side View (Bottom):** Labeled "I Этаж" (I Floor). It shows a vertical section with a width of 80. A horizontal beam is attached to the side. Dimensions include a vertical offset of 6 and a vertical distance of 200. Labels include "Хомут φ12" (Bracket φ12) and "Хомут φ8" (Bracket φ8).
- Top View:** A circular cross-section with a diameter of 90. It shows concentric circles and radial lines. Labels include "Спираль φ12" (Spiral φ12), "φ14", and "Хомут φ8" (Bracket φ8).

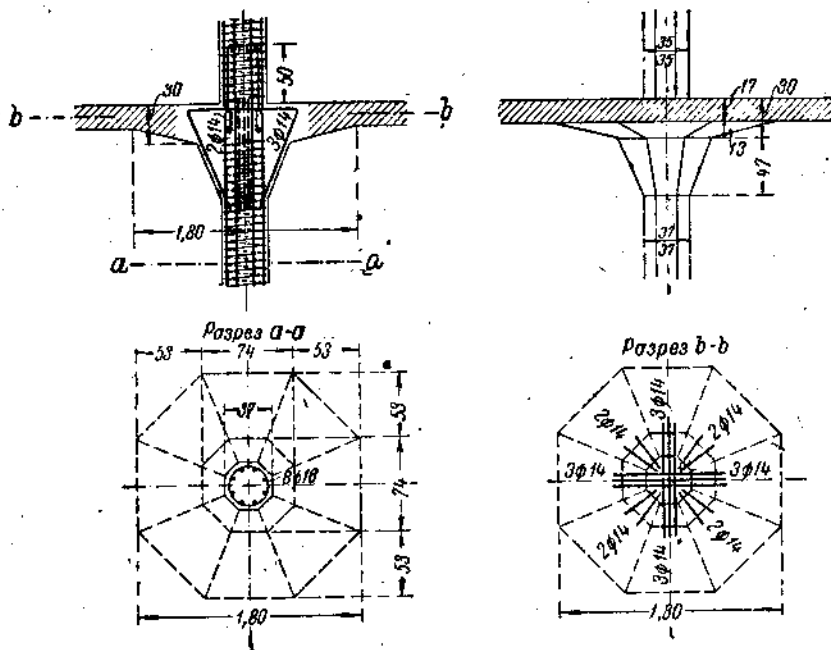
Structure VI (Right):

- Side View (Top):** Labeled "VI Этаж" (VI Floor). It shows a vertical section with a width of 60. A horizontal beam is attached to the side. Dimensions include a vertical offset of 6, a horizontal offset of 20, and a vertical distance of 140. Labels include "Хомут φ6" (Bracket φ6), "Хомут φ8" (Bracket φ8), and "φ12".
- Side View (Bottom):** Labeled "V Этаж" (V Floor). It shows a vertical section with a width of 70. A horizontal beam is attached to the side. Dimensions include a vertical offset of 6, a horizontal offset of 20, and a vertical distance of 200. Labels include "Хомут φ6" (Bracket φ6), "Хомут φ8" (Bracket φ8), and "φ12".
- Top View:** A square cross-section with a side length of 70. It shows concentric squares and radial lines. Labels include "φ12", "Хомут φ8" (Bracket φ8), and "φ14".

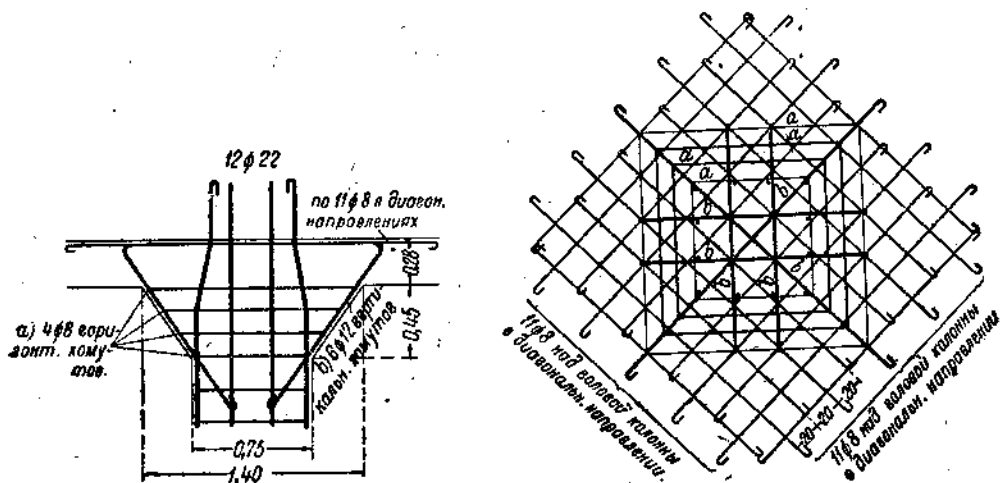
234

плит 19 см, а над подвалом — 21 см, при расстоянии между колоннами 4,50 м.

На втором чертеже, в виду применения тонких колонн со спиральной арматурой*, расширение капители восьмигранной колонны с целью



Черт. 316.



Черт. 317.

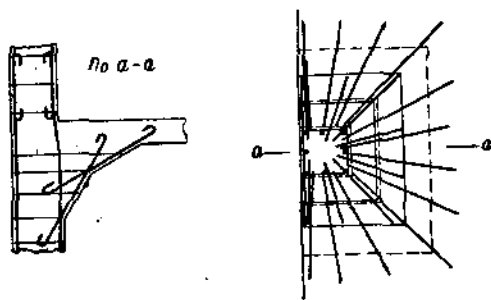
уменьшения напряжения при изгибе, начато несколько ниже, чем это следовало бы по американским правилам.

* Эти колонны подвального этажа пятиэтажного промышленного здания были устроены вместо первоначально предполагавшихся железных, причем, так как размеры их оказались ограниченными установкой между ними машин, то для получения минимальных размеров поперечного сечения был произведен точный расчет перекрытия по теории Маркуса, затем применен «высоко-сортный» цемент (Hochwertiger Zement), а голове колонн придана указанная форма (Beton und Eisen, 1926, Н. 13).

На третьем — показано усиление головы колонны прямоугольного сечения, без надкапитальной плиты, дополнительной арматурой, расположенной в двух диагональных направлениях, при тяжелом (на 2000 кг/м^2) двухпутном перекрытии склада.

На черт. 318 представлено обычное армирование односторонней капители наружной колонны.

Во всех приведенных примерах то или другое армирование капители имеет целью получить возможно надежное и прочное соединение арматуры плиты с арматурой колонны, а следовательно, и наибольшую жесткость сопряжения.



Черт. 318.

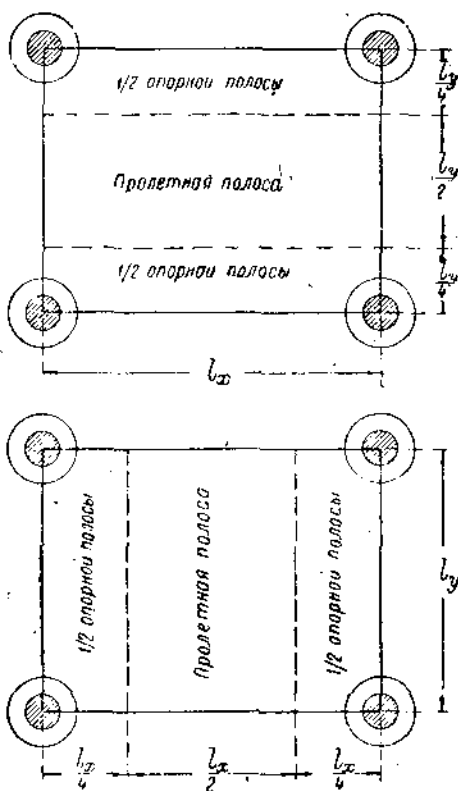
§ 38. Расчет безбалочных (грибовидных) перекрытий.

До 1921 г. в САСШ для расчета безбалочных плоских перекрытий существовали различные местные постановления, из которых наиболее известными являлись уставы городов Нью-Йорка и Чикаго.

В указанном же году в САСШ был опубликован проект однообразных норм для бетона и железобетона, принятый окончательно, с некоторыми изменениями, в 1924 г. Эти нормы дают также и для расчета безбалочных (грибовидных) перекрытий руководящие правила, выработанные на основании более чем десятилетней практики и теоретических исследований*.

Для расчета согласно этим нормам перекрытие в пределах четырех колонн разделяется в каждом направлении параллельно линиям, соединяющим центры опор, на полосы или пояса, а именно: крайние — опорные полосы шириною $\frac{l}{4} \cdot 2$ (по обе стороны опорных осей) и между ними — средняя, пролетная полоса шириною $\frac{l}{2}$ (черт. 319).

Для этих полос, в которых должен быть произведен подбор сечения бетона и железа, установлены величины положительных и отрицательных изгибающих моментов как для перекрытий с арматурой по двум направлениям („двухпутных“), так и по четырем направлениям („четырепутных“), без надкапитальной плиты и с таковой плитой. Величины этих моментов** по полосам (поясам, зонам) приведены в нижеследующей таблице VIII.



Черт. 319.

* Henry T. Eddy. The 'theorie of the flexure and strength of rectangular flat plate applied to reinforced concrete floor slabs, Minneapolis, 1913.

Nichols John. Statical Limitations upon the Steel Requirement in Reinforced Concrete Flat Slab, Flors, „Transactions of American Society of Civil Engineers“, vol. 77, 1914, p. 1640.

Westergaard H. and Slater W. Moments and Stresses in Slabs, „Proceedings American Concrete Institute“, vol. XVII, 1921, p. 415.

** Относящиеся к перекрытиям, которые имеют в каждом направлении три и более пролетов, с приблизительно равными величинами.

величин моментов для подбора сечений безбалочных перекрытий.

Полосы (полоса)	Моменты на всю ширину $\left(\frac{l}{2}\right)$ полосы			
	Без надкапитальной плиты		С надкапитальной плитой	
Арматура в двух направлениях („двухпутное“ перекрытие).				
Опорная, шириной $2 \frac{l}{4}$	$-0,46 M_0$	$+0,22 M_0$	$-0,50 M_0$	$+0,20 M_0$
Пролетная, шириной $\frac{l}{2}$	$-0,16 M_0$	$+0,16 M_0$	$-0,15 M_0$	$+0,15 M_0$
	M_0		M_0	
Арматура в четырех направлениях („четырепутное“ перекрытие)				
Опорная, шириной $2 \frac{l}{4}$	$-0,50 M_0$	$+0,20 M_0$	$-0,54 M_0$	$+0,19 M_0$
Пролетная, шириной $\frac{l}{2}$	$-0,10 M_0$	$+0,20 M_0$	$-0,08 M_0$	$+0,19 M_0$
	M_0		M_0	

Здесь M_{0x}^* (в направлении пролета l_x) — сумма численных величин положительных и отрицательных моментов — должна приниматься не менее чем:

$$M_{0x} = 0,09 P \cdot l_x \left(1 - \frac{2c}{3l_x}\right)^2, \quad (108)$$

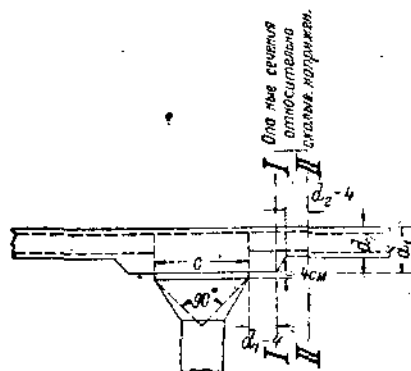
где P — общая нагрузка (полезная и собственный вес) одного поля перекрытия, т. е. $(g + p) l_x l_y$;

c — диаметр верха капители или точнее основания конуса, который может вписаться в капители, имея угол при вершине в 90° , а основание на 4 см ниже поверхности перекрытия или надкапитальной плиты (черт. 320);

l_x — пролет, т. е. расстояние между осями колонн.

Когда формула (108) применяется для другого направления перекрытия, то вместо l_x следует подставить l_y (черт. 319).

В крайних пролетах (полях) и в тех пролетах безбалочного перекрытия, где плита не непрерывна **, отрицательные моменты (в направлении, перпендикулярном стене), на расстоянии длины пролета от края, а также положительные моменты между ними в опорных полосах увеличиваются против табличных на 15%, а в средней (пролетной) полосе — на 30%; положительная арматура должна доходить до свободного конца.



Черт. 320.

* При условии, что содержание арматуры по отрицательному моменту опорной полосы не превосходит 1%.

** Например, у температурного шва.

Для определения наименьшей толщины перекрытия служат следующие формулы (черт. 320):

$$d_1 = 0,143 \left(1 - 1,44 \frac{c}{l_x} \right) l_x \sqrt{k_1 q \frac{l_y}{b_1}} + 3,8 \quad (109)$$

$$d_2 = 0,0754 l_x \sqrt{q} + 2,5, \quad (110)$$

где d_1 — толщина перекрытия, включая надкапитальную плиту, или же толщина перекрытия, когда вовсе нет таковой плиты, в см;

d_2 — толщина плиты перекрытия, за пределами надкапитальной плиты, в см;

q — нагрузка в кг/м²;

l_x — длина пролета, в м;

l_y — меньший пролет прямоугольной плиты, в м;

c — по черт. 320, в м;

b_1 — длина или диаметр надкапитальной плиты в направлении пролета l_x ; при перекрытии без надкапитальной плиты принимают $b_1 = 0,5 l_y$, в м;

k_1 — коэффициент, представляющий отношение отрицательного момента опорной полосы (шириной $\frac{l_x}{2}$), взятого по таблице VIII, к M_0 .

Во всяком случае толщина плиты d_1 или d_2 должна быть для перекрытий не менее $\frac{l_x}{32}$ и для крыш — не менее $\frac{l_x}{40}$.

Надкапитальная плита должна иметь размер стороны квадрата или диаметр не менее $\frac{1}{3}$ соответствующего пролета, при общей толщине (с перекрытием) не более $1,5 d_2$.

Капитель колонны образуется расширением последней, с уклоном в 45° или круче, причем верхний диаметр c принимается обычно не менее $0,225 l^*$, при многогранной капители — основание, в виде правильного многоугольника, должно вписываться в круг указанного диаметра.

Нулевые точки моментов для среднего поля принимаются удаленными в обе стороны от середины пролета (поля): на $0,3l$ для перекрытия без надкапитальных плит и $0,25l$ для перекрытия с надкапитальными плитами (черт. 321).

Стержни арматуры в прямом или диагональном направлениях должны заходить за нулевую точку, по крайней мере, на 20-кратный свой диаметр; затем в каждом направлении не менее $\frac{4}{10}$ всех стержней должны проходить через две области отрицательных моментов и одну (между ними) — положительных моментов.

Не допускается устройство стыков стержней в наиболее напряженном поперечном сечении и вблизи его.

По крайней мере $\frac{1}{3}$ стержней, необходимых для восприятия положительных моментов в опорной полосе должна быть пропущена не менее как на 20-кратный диаметр в надкапитальную плиту; если же последней нет, то стержни должны подводиться к колонне (или прогону) по крайней мере на расстояние $\frac{1}{3}$ пролета.

Для определения растягивающего напряжения в железе служит обычная формула

$$\sigma_s = \frac{k_s M_0}{F_e z} \quad (8')$$

* По уставу г. Нью-Йорка.

где k_1 — коэффициент для опорной или средней полосы, взятый из таблицы VIII.

Площадь арматуры F_a , соответствующая моменту в рассчитываемом сечении, получается из площади стержней, пересекаемых этим сечением (черт. 322), умноженной на косинус угла между осью стержня и нормалью к сечению (при арматуре, перпендикулярной к плоскости сечения косинус будет равен 1).

Наибольшие же напряжения бетона сжатию определяются по следующим формулам:

1) для отрицательного момента опорных полос

$$\sigma_b = \frac{3,5 k_1 M_0}{0,67 \sqrt[3]{\frac{2F_a}{l_y h_1}} n \cdot b_1 h_1^2} \left(1 - 1,2 \frac{e}{l_x}\right) \quad (111)$$

и 2) для положительного момента опорных полос и для отрицательного или положительного момента средней полосы

$$\sigma_b = \frac{6 k_1 M_0}{0,67 \sqrt[3]{\frac{2F_a}{l_y h_1}} n \cdot l_y h_1^2} \quad (112)$$

где h_1 — расстояние растянутого железа до сжатого края (полезная высота).

Все величины, входящие в последние три формулы, должны быть выражены в сантиметрах и килограммах.

Найденные напряжения сжатия ни в каком случае не должны превосходить $0,4 W_{b, 28}$, где $W_{b, 28}$ — сопротивление раздроблению образцов* бетона после 28 дней твердения.

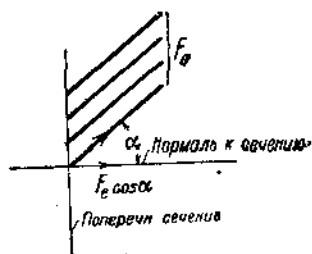
Сжатая арматура для увеличения сопротивления сжатой зоны допускается только в особых случаях.

Касательные напряжения в бетоне должны определяться в сечениях, указанных на черт. 320, причем допускаемое напряжение на скалывание не должно превосходить $0,03 W_{b, 28}$.

Опасные сечения, в которых должны определяться скалывающие (перерезывающие) напряжения, представляют собою боковые поверхности цилиндров или призм, пересекающие плоскость плиты по линиям, concentричным контуру надкапитальной плиты или капители колонны.

Германские нормы 1925 г. рекомендуют два способа расчета безбалочных (грибовидных) перекрытий: по точной теории плит (пользуясь теорией упругих сеток Маркуса** или применяя разворачивание рядов по Леве***), или рассматривая перекрытия с его опорами, как этажные рамы****.

Для случаев же, когда в безбалочном перекрытии расстояния между опорами во всех пролетах каждого ряда одинаковы или отличаются друг от друга не более как на 20%, Нормы дают формулы, по которым могут быть определены изгибающие моменты для „воображаемых“ балок по каждому направлению (l_x и l_y).



Черт. 322.

* Цилиндрической формы диаметром 6" и высотой 12".

** Marcus H. Die Theorie elastischer Gewebe und ihre Anwendung auf die Berechnung biegsamer Platten unter besonder Berücksichtigung der trägerlosen Pilsdecken. Berlin, 1924.

*** Лева Д. Безбалочные покрытия, 1927.

**** Lewe. Pilsdecken und andere trägerlose Eisenbetonplatten. Berlin, 1926.

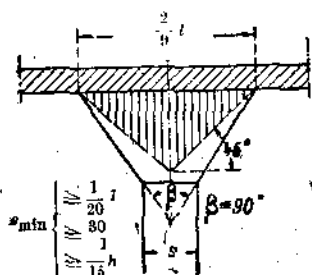
**** См. главу о рамных конструкциях.

Заметим, что величины моментов, определенные по этим формулам, дают преувеличенный запас прочности, значительно больший чем по Американским нормам. *

Для перекрытий (черт. 323), которые не усиливаются надкапитальными плитами (толщиною не менее $\frac{d}{2}$), положительные моменты, определенные по нижеприведенным формулам (113 и 114), увеличиваются на 25%.

Определяемые моменты для пролетной полосы (M_F) и опорных (M_G) отнесены к единице ширины сечения (черт. 324):

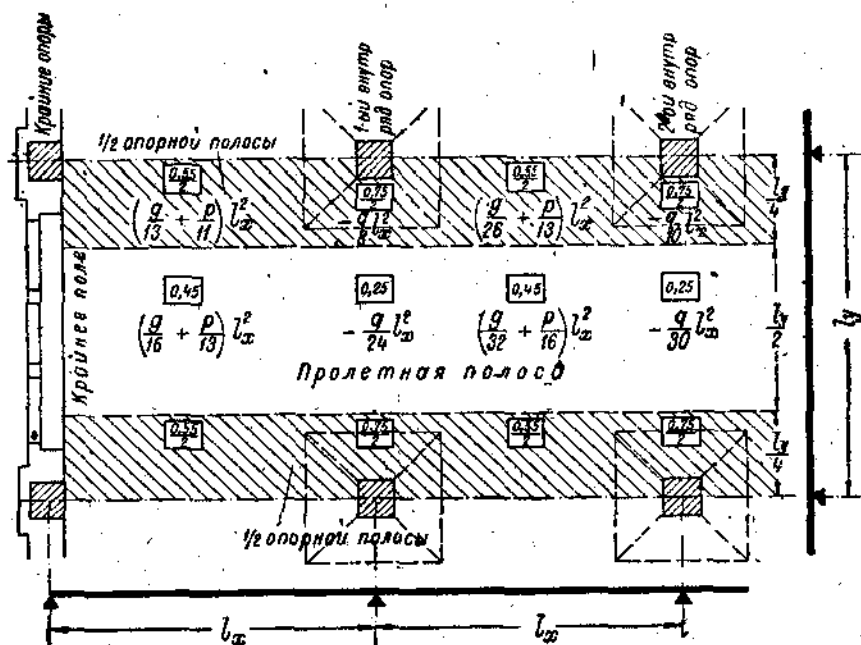
а) для крайних пролетов:



Черт. 323.

$$\left. \begin{aligned} M_F &= l^2 \left(\frac{g}{16} + \frac{p}{13} \right) \\ M_G &= l^2 \left(\frac{g}{13} + \frac{p}{11} \right) \end{aligned} \right\} \quad (113)$$

Формулы (118) относятся к перекрытиям, которые свободно лежат на наружных стенах (черт. 325) или у которых крайние опоры устроены как качающиеся колонны. Если же последние жестко связаны с перекры-



Черт. 324.

тием и имеется непрерывный надкапитальный пояс, связанный с плитой (черт. 326), то определенные по этим формулам величины моментов должны быть уменьшены на 20%:

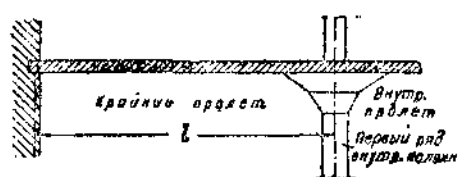
б) для внутренних пролетов:

$$\left. \begin{aligned} M_F &= l^2 \left(\frac{g}{32} + \frac{p}{16} \right) \\ M_G &= l^2 \left(\frac{g}{26} + \frac{p}{13} \right) \end{aligned} \right\} \quad (114)$$

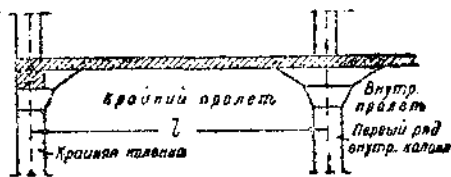
* Величины моментов по Американским нормам получаются также меньше моментов, вычисленных по строго научным методам расчета (Лебе, Маркуса)

в) опорные моменты по первому внутреннему ряду колонн:

$$\left. \begin{aligned} M_F &= -\frac{p}{24} (g + p) \\ M_G &= -\frac{p}{8} (g + p) \end{aligned} \right\} \quad (115)$$



Черт. 325.



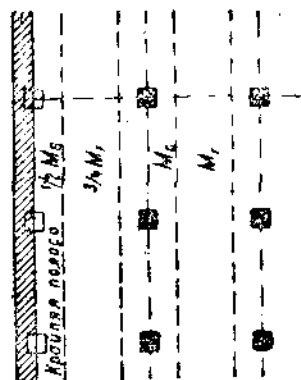
Черт. 326.

г) опорные моменты по остальным рядам колонн:

$$\left. \begin{aligned} M_F &= -\frac{p}{30} (g + p) \\ M_G &= -\frac{p}{10} (g + p). \end{aligned} \right\} \quad (116)$$

В крайних полях (черт. 327) для пролетной полосы, параллельной линии опор, в основание расчета принимается момент, равный $\frac{3}{4} M_F$, а для опорной полосы, непосредственно примыкающей к краю, — равный $\frac{1}{2} M_G^*$, где M_F и M_G — значения моментов, определенные для соответствующих полос нормальных промежуточных пролетов перекрытия.

Таким образом, приближенный расчет плит, подпертой в отдельных точках (по Маркусу) сводится, по существу, к расчету двух систем продольных и поперечных неразрезных балок (плит), с пролетами l_x и l_y^{**} . При этом предполагается, что по каждому направлению воображаемые неразрезные балки независимо загружены полностью (без распределения нагрузки по двум направлениям) постоянной и временной нагрузками. Отсюда также следует, что изгибающие моменты в направлении большего пролета всегда больше, чем в направлении меньшего пролета. В этом заключается существенное отличие работы плит, подпертых в отдельных точках, от работы плит, опертых по всему периметру («четырехсторонних»), у которых большие моменты возникают по направлению меньшего пролета.



Черт. 327.

* Здесь Нормы не делают никакой связи между пролетными и опорными моментами. При наличии наружных колонн по этому правилу получается вполне хороший переход армирования к краю; наоборот, при перекрытии, лежащем на стене, не ясно, как должна быть армирована полоса, непосредственно примыкающая к стене; так как $\frac{1}{2} M_G$ приблизительно $= 1,5 M_F$, то выходит, что эта полоса должна быть армирована в 2 раза сильнее, чем находящаяся рядом с ней пролетная, что не соответствует действительности; в этом случае, по видимому, следует считать крайнюю пролетную полосу шириной $\frac{1}{4} l$ за счет крайней.

** При расчете безбалочных перекрытий, как воображаемых рам, определенные для них моменты распределяются по полосам следующим образом: от пролетных положительных (или отрицательных) — 45% на долю пролетной полосы и 55% — на обе опорные полосы (общей шириной $2 \cdot \frac{l}{4}$), в то время как от опорных отрицательных моментов — 2% на пролетную и 75% на обе опорные полосы (черт. 324).

дится по призматическому сечению примыкания плиты к капители, где эти напряжения получаются наибольшие.

Перерезывающая сила в этом сечении равна полной нагрузке плиты вне пределов капители. Ясно, что чем шире капитель, тем больше площадь, подверженная скалывающему усилию, и тем меньше скалывающие напряжения.

Арматура в плите располагается соответственно распределению изгибающих моментов и перерезывающих сил, т. е. как и в обыкновенных неразрезных балках и плитах.

Толщина плиты d определяется по наибольшему положительному моменту в пролете опорной полосы.

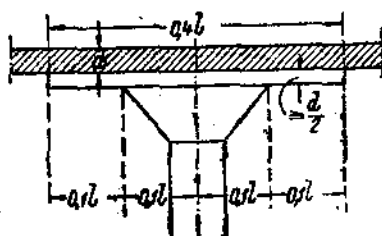
На опорах отрицательные моменты имеют большие величины, но там всегда есть утолщения в виде капителей и надкапительных плит.

Германские нормы 1925 г. устанавливают следующие минимальные размеры плиты и колонн:

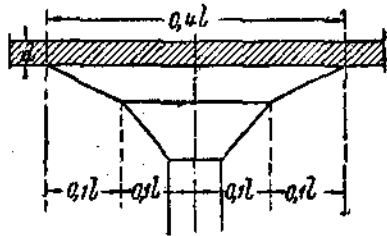
толщина плиты $d_{\min} = \frac{l_{\max}}{32} = 15 \text{ см}$ — для междуэтажных перекрытий,

$d_{\min} = \frac{l_{\max}}{40} = 15 \text{ см}$ — для крыш;

толщина колонн $s_{\min} = \frac{l}{20} = 30 \text{ см} = \frac{1}{15}$ * высоты этажа.



Черт. 328.



Черт. 329.

Затем, в безбалочных перекрытиях без надкапительной плиты (черт. 323) ширина верха капители должна составлять, по крайней мере, $\frac{2}{9} l$; для перекрытий же с надкапительной плитой (черт. 328 и 329) ширина последней назначается в $0,4l$, а толщина — не менее половины толщины основной плиты.

Части капители колонны, находящиеся ниже линии, проведенной из верхнего края капители под углом в 45° к горизонту, в расчет не принимаются.

Вообще, правильное придание формы капителям колонн имеет очень важное значение для статического действия безбалочного перекрытия.

Допускаемые напряжения в безбалочных перекрытиях, рассчитанных методами теории упругости (Лебе, Маркус), Единые нормы 1930 г. устанавливают для бетона, в зависимости от марки бетона, — 70, 60 и 55 кг/см^2 и для железа $\sigma_s = 1250 \text{ кг/см}^2$.

Германские нормы дают следующие величины: для бетона с нормальным цементом $\sigma_b = 50 \text{ кг/см}^2$ и с высококачественным $\sigma_b = 60 \text{ кг/см}^2$ и не более 70 кг/см^2 , а для железа $\sigma_s = 1200 \text{ кг/см}^2$ и стали ** (при бетоне с высококачественным цементом) $\sigma_s = 1500 \text{ кг/см}^2$.

* Этими пределами минимальной толщины колонн обеспечивается необходимая жесткая взаимная связь плиты с колонной.

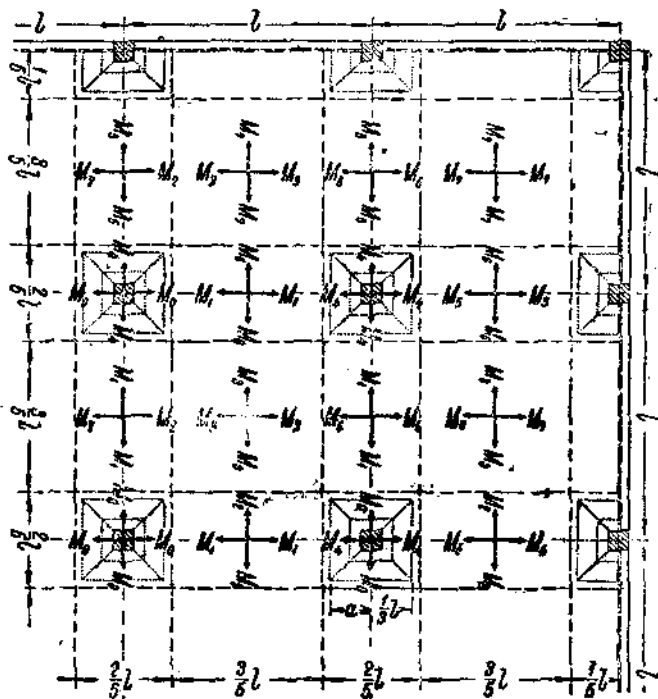
** St 48 (высококачественное железо) с временным сопротивлением 48 кг/мм^2 и пределом пропорциональности 29 кг/мм^2 .

Согласно временным нормам НКПС 1926 г. (§ 35 и приложение к нему) расчет безбалочных перекрытий должен производиться с подробной мотивировкой принятых методов, причем для приближенного расчета перекрытий с равными пролетами, а также для случаев, когда наименьший пролет составляет не менее 80% от наибольшего, разрешается пользоваться готовыми формулами Маркуса.

Вышеприведенные германские приближенные формулы, составленные Маркусом, дают для сплошной (постоянной) нагрузки достаточно близкие к действительности результаты, но для полосовой, временной загрузки они дают преувеличенные значения моментов.

Более правильные результаты дают расчеты по точным методам (Леве, Маркуса) и по способу „заменяющих“ рам, хотя и они в общем случае не дают вполне одинаковых и точных решений.

Для наиболее часто проектируемых безбалочных перекрытий с квадратным расположением колонн, или близким к нему (с отношением сто-



Черт. 330.

рон полей от 1:1 до 1:0,8), практически вполне применимым является сравнительно простой метод Леве, который благодаря учету жесткой связи плиты с колоннами дает меньшие моменты, а следовательно, и более экономическое решение, чем по приближенным формулам Маркуса, рекомендованным Временными нормами НКПС 1926 г.

При более вытянутых полях перекрытия, а также при различной их величине следует обратиться к методу „заменяющих“ рам, о котором будет сказано в главе о рамах.

В редких случаях несимметричного очертания в плане перекрытия остается прибегнуть к точному, отличающемуся сложностью методу Маркуса, так как другими способами решение такой задачи будет крайне затруднительным или совсем невозможным.

Следует отметить способ расчета, принятый в Акц. обществе „Хладстрой“ для холодильного строительства, где безбалочные перекрытия являются наиболее распространенными. *

* Подробности см. Глуховский А. Д. Железобетонные безбалочные перекрытия. 1931. „Строительная промышленность“ 1931, № 2—3, стр. 88—93.

В основу этого способа положены Американские нормы 1924 г., с рядом существенных поправок, учитывая результаты практики строительства последних лет.

Главные положения этого способа сводятся к следующему:

1) Каждая панель состоит из двух полос: надколонной, шириною в $\frac{1}{8} l$, и средней, шириною в $\frac{3}{8} l$ (черт. 330).

Такая разбивка панели дает некоторую экономию в железе и обоснована довольно сильным падением отрицательных моментов по ее ширине.

2) Капитель применяется вида, показанного на черт. 329, но размеры ее определяются из условия допустимого напряжения на скалывание; ширина (а) надкапительной части должна быть не менее $\frac{1}{3} l$.

3) Толщина плиты определяется по формуле Американских норм (110): $d = 0,0764 l \sqrt{q} + 2,5 \text{ см.}$

4) Для подбора сечения железа изгибающие моменты на единицу ширины выражаются следующими формулами:

Для средней панели:

$$\left. \begin{aligned} M_0 &= -0,0666 (g + p) l^2 \\ M_1 &= 0,0312 (g + p) l^2 \end{aligned} \right\} \quad (117)$$

$$\left. \begin{aligned} M_2 &= -0,0238 (g + p) l^2 \\ M_3 &= 0,0238 (g + p) l^2 \end{aligned} \right\} \quad (118)$$

Для крайней панели:

$$\left. \begin{aligned} M_4 &= -0,0759 (g + p) l^2 \\ M_5 &= 0,0359 (g + p) l^2 \end{aligned} \right\} \quad (119)$$

$$\left. \begin{aligned} M_6 &= -0,0309 (g + p) l^2 \\ M_7 &= 0,0309 (g + p) l^2 \end{aligned} \right\} \quad (120)$$

Здесь учтена частичная заделка перекрытия по периметру.

В сечениях над колоннами при подборе железа (по M_0 и M_4) в расчет вводится $d_0 = 1,5 d$.

Принятием этого способа расчета „Хладстрой“ достиг существенных экономических результатов, получая более легкие перекрытия, чем рассчитанные по формулам Маркуса, рекомендованным Временными нормами НКПС 1926 г., и даже по методу Лева (см. таблицу IX).

Существуют еще приближенные способы расчета безбалочных перекрытий, предложенные проф. А. Ф. Далайтом и проф. И. С. Подольским.

По способу Далайта вся нагрузка — постоянная и временная — предполагается равномерно распределенной по всему перекрытию и передающейся по обоим направлениям.

При отношении пролетов $\alpha = \frac{b}{a} \leq 1$ и $q = q_a + q_b$

$$q_a = \frac{q}{1 + \alpha^2} \text{ и } q_b = q \cdot \frac{\alpha^2}{1 + \alpha^2}.$$

Положительные моменты в средних полях принимаются равными:

$$\max M_{na} = \frac{q_a \cdot a^2}{24} \text{ и } \max M_{nb} = \frac{q_b \cdot b^2}{24}.$$

В крайних полях, считая их свободно опирающимися по внешнему контуру и защемленными на линиях промежуточных опор,

$$\max M_{ka} = \frac{q_a \cdot a^2}{11,52} \text{ и } \max M_{kb} = \frac{q_b \cdot b^2}{11,52}.$$

Отрицательные опорные моменты вычисляются по формулам:

$$M_{sa} = -\frac{q_a \cdot a^2}{12} \text{ и } M_{sb} = -\frac{q_b \cdot b^2}{12}.$$

Толщина плиты d определяется по наибольшему (абсолютно) моменту M_{sa} ; остальные же значения моментов служат для подбора арматуры.

* Формулы (117) и (119) относятся к опорным полосам обычной разбивки безбалочного перекрытия, остальные — к пролетным.

По этому способу у нас рассчитано и осуществлено довольно много перекрытий и, как показала практика, они являются достаточно прочными.

По способу Подоховского безбалочные перекрытия рассчитываются почти так же, как обычные неразрезные балки, разделяя перекрытие на две системы, взаимно пересекающихся неравноразрезных балок *.

В таблице IX приведены для сравнения результаты расчета одного и того же безбалочного перекрытия ($l_x = l_y = 5,0$ м, $q = 450$ кг/м² и $p = 750$ кг/м²) по разным методам.

ТАБЛИЦА IX

расхода бетона и железа на 1 м² безбалочного перекрытия, рассчитанного по разным методам.

	Американские нормы 1924 г.		Германские нормы 1925 г. (по прил. формулам)	По Леве		По методу „замещающих рам“ (по Маркусу)		По способу „Хластора“	По Лейбту
	При $\sigma_c = 1125 \text{ кг/см}^2$	При $\sigma_c = 1250 \text{ кг/см}^2$		Сечение колонн в см		Сечение колонн в см			
				60 × 60	40 × 40	60 × 60	40 × 40		
						и 56 × 56	и 30 × 40		
Толщ. плиты в см.	16	16	18	16	17	14	16	16	16
Объем бетона на 1 м ² перекрытия м ³	0,16	0,16	0,18	0,16	0,17	0,14	0,16	0,16	0,16
Количество железа на 1 м ² перекрытия кг	13,35	12,0	21,6	17,3	18,9	19,6	18,4	14,4	12,8
Относительное количество железа на 1 м ²	1,11	1,00	1,80	1,44	1,58	1,63	1,53	1,20	1,07

В заключение, приведем некоторые практические указания относительно армирования перекрытий по двухпутной системе (черт. 312).

Арматура в направлении большого пролета (больших моментов) располагается ниже арматуры, идущей по направлению меньшего пролета.

В пролетных полосах рекомендуется отгибать с каждой стороны половину стержней, так что над опорой получается такое же количество стержней, как и в пролете.

В опорных же полосах целесообразнее отгибать $\frac{2}{3}$ стержней с каждой стороны, так как в этих полосах отрицательные опорные моменты по величине гораздо больше положительных в пролете.

Когда от загрузки соседних пролетов в опорной или пролетной полосе появляются отрицательные моменты, то укладываются еще верхние добавочные стержни (пунктир на черт. 312).

Расположение отгибов и длина перекрывающих концов зависят от величины моментов, а также от вида и величины капители колонны.

Что касается армирования пристенных полей перекрытия, свободно опирающегося на наружную стену, то у последней отгибается с опорных полос $\frac{1}{2}$ стержней, а с пролетных — $\frac{1}{2}$ и даже $\frac{1}{4}$.

При жестком соединении с бортовой балкой (черт. 326) отгибы в последней производятся так же, как и во внутренних полях.

На нижеследующем примере показан ход расчета безбалочного перекрытия.

* Подоховский И. С. Железобетонные безбалочные покрытия, 1930, стр. 203—264.

** Американские нормы для расчета безбалочных перекрытий указывают $\sigma_c = 1125$ кг/см²

Пример. Рассчитать безбалочное („грибсвидное“) перекрытие при расстоянии между колоннами: поперек здания 5,4 м и вдоль здания 6,0 м. Перекрытие двухпутное, свободнолежащее на кирпичных стенах; пол цементный; колонны квадратного сечения 60 × 60 см с надкапительными плитами.

Полезная нагрузка (с динамическим коэффициентом) 600 кг/м². Допускаемые напряжения $\sigma_s = 45$ кг/см² и $\sigma_c = 1200$ кг/см².*

Предварительно принимаем толщину плиты $d = 25$ см.

Нагрузка на 1 м².

$$\begin{array}{ll} \text{Собственный вес плиты} & 0,25 \cdot 2400 = 600 \text{ кг/м}^2 \\ \text{Чистый пол} & \dots \dots \dots 50 \end{array}$$

$$\begin{array}{ll} \text{Постоянная нагрузка} & g = 650 \text{ кг/м}^2 \\ \text{Полезная} & p = 600 \end{array}$$

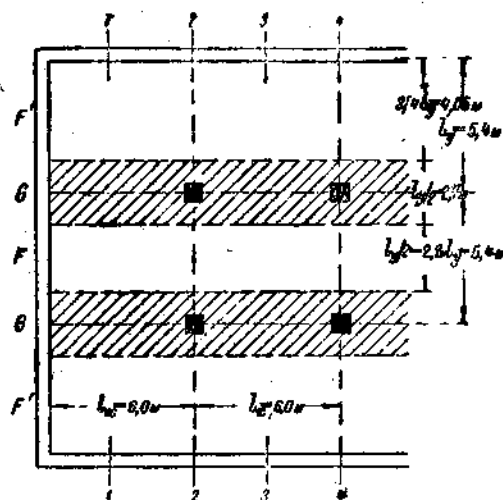
$$\text{Полная нагрузка} \dots q = 1250 \text{ кг/м}^2$$

Величины моментов на 1 м определяем согласно указаниям Норм НКПС 1926 г. (тоже Германских норм 1925 г.).

Моменты в направлении l_x (черт. 331).

Опорные полосы G .
В крайнем пролете

$$M_{G_1} = l_x^2 \left(\frac{g}{13} + \frac{p}{11} \right) = 6,0^2 \left(\frac{650}{13} + \frac{600}{11} \right) = 3764 \text{ кгм.}$$



Черт. 331.

По первому ряду колонн

$$M_{G_2} = -\frac{l_x^2}{8} \cdot q = -\frac{6,0^2}{8} \cdot 1250 = -5625 \text{ кгм.}$$

В промежуточных пролетах

$$\begin{aligned} M_{G_3} &= l_x^2 \left(\frac{g}{26} + \frac{p}{13} \right) = \\ &= 6,0^2 \left(\frac{650}{26} + \frac{600}{13} \right) = 2562 \text{ кгм.} \end{aligned}$$

По остальным рядам колонн:

$$\begin{aligned} M_{G_4} &= -\frac{l_x^2}{10} q = \\ &= -\frac{6,0^2}{10} \cdot 1250 = -4500 \text{ кгм.} \end{aligned}$$

Промежуточная пролетная полоса F .

В крайнем пролете

$$M_{F_1} = l_x^2 \left(\frac{g}{16} + \frac{p}{13} \right) = 6,0^2 \left(\frac{650}{16} + \frac{600}{13} \right) = 3124 \text{ кгм.}$$

По первому ряду колонн

$$M_{F_2} = -\frac{l_x^2}{24} \cdot q = -\frac{6,0^2}{24} \cdot 1250 = -1875 \text{ кгм.}$$

* Расчет произведен применительно к Временным нормам НКПС 1926 г. При расчете по Единым нормам 1930 г. допускаемые напряжения должны быть взяты $\sigma_s = 60$ кг/см² (2-я марка бетона) и $\sigma_c = 1250$ кг/см².

В промежуточных пролетах

$$M_{P_2} = l_x^2 \left(\frac{q}{32} + \frac{p}{16} \right) = 6,0^2 \left(\frac{850}{32} + \frac{600}{16} \right) = 2081 \text{ кгм.}$$

По остальным рядам колонн

$$M_{P_4} = -\frac{l_x^3}{30} \cdot q = -\frac{6,0^3}{30} \cdot 1250 = -1500 \text{ кгм.}$$

Пристенная полоса F^n шириною

$$\frac{3}{4} l_y = \frac{3}{4} \cdot 5,4 = 4,05 \text{ м.}$$

В крайнем пролете

$$M_{P_1'} = 0,75 \cdot 3124 = 2343 \text{ кгм.}$$

По первому ряду колонн

$$M_{P_2'} = -0,75 \cdot 1875 = -1406 \text{ кгм.}$$

В промежуточных пролетах

$$M_{P_3'} = 0,75 \cdot 2081 = 1561 \text{ кгм.}$$

По остальным рядам колонн

$$M_{P_4'} = -0,75 \cdot 1500 = -1125 \text{ кгм.}$$

Моменты в направлении l_y (черт. 332).

Так как формулы для определения моментов в направлении l_y совершенно аналогичны предыдущим, то соответствующие моменты находятся умножением найденных величин на отношение

$$\frac{l_y^3}{l_x^3} = \frac{5,4^3}{6,0^3} = 0,81.$$

Опорные полосы G .

В крайнем пролете

$$M_{G_1} = 0,81 \cdot 3764 = 3048 \text{ кгм.}$$

По колоннам

$$M_{G_2} = -0,81 \cdot 5625 = -4556 \text{ кгм.}$$

В промежуточном пролете

$$M_{G_3} = 0,81 \cdot 2562 = 2075 \text{ кгм.}$$

Промежуточные полосы F .

В крайнем пролете

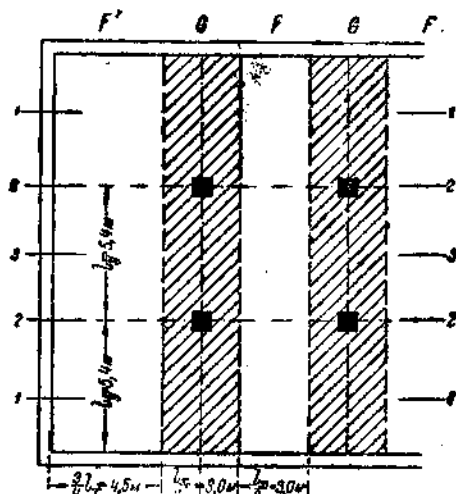
$$M_{F_1} = 0,81 \cdot 3124 = 2530 \text{ кгм.}$$

По колоннам

$$M_{F_2} = -0,81 \cdot 1875 = -1519 \text{ кгм.}$$

В промежуточном пролете

$$M_{F_3} = 0,81 \cdot 2081 = 1686 \text{ кгм.}$$



Черт. 332.

Пристенная полоса F' шириною

$$\frac{3}{4} l_a = \frac{3}{4} \cdot 6,0 = 4,5 \text{ м.}$$

В крайнем пролете

$$M_{F_1}' = 0,81 \cdot 2343 = 1898 \text{ кгм.}$$

По колоннам

$$M_{F_2}' = -0,81 \cdot 1406 = -1139 \text{ кгм.}$$

В промежуточном пролете

$$M_{F_3}' = 0,81 \cdot 1561 = 1264 \text{ кгм.}$$

Подбор сечений.

Толщина плиты определяется по наибольшему положительному моменту опорной полосы с большими пролетами, т. е. в направлении $l_a = 6,0$ м:

$$M_{a_1} = 3764 \text{ кгм.}$$

При $\sigma_s = 45 \text{ кг/см}^2$ и $\sigma_c = 1200 \text{ кг/см}^2$:

$$h_1 = 0,375 \sqrt{\frac{376400}{100}} = 23,0 \text{ см,}$$

$$d = 23 + 2 = 25 \text{ см.}$$

Для случая, когда перекрытие жестко связано с наружной бортовой балкой:

$$M_{a_1} = 0,80 \cdot 3764 = 3011 \text{ кгм}$$

$$h_1 = 0,375 \sqrt{3011} = 20,5 \text{ см и } d = 20,5 + 2 \approx 23 \text{ см.}$$

Арматура по направлению l_a (черт. 333 и 364).

Пристенная полоса F' :

1) В крайнем пролете

$$M_{F_1}' = 2343 \text{ кгм; } h_1 = 23 \text{ см,}$$

$$F_s = \frac{M}{\gamma_s \cdot h_1 \cdot \sigma_s} = \frac{234300}{\gamma_s \cdot 23 \cdot 1200} = 9,70 \text{ см}^2, \text{ или } 9 \varnothing 12 \text{ мм} = 10,17 \text{ см}^2,$$

а на полосу шириною 4,05 м — $36 \varnothing 12 \text{ мм}$.

2) В промежуточных пролетах

$$M_{F_2} = 1561 \text{ кгм,}$$

$$F_s = \frac{1561}{\gamma_s \cdot 23 \cdot 1200} = 6,47 \text{ см}^2, \text{ или } 3 \varnothing 12 \text{ мм} = 6,78 \text{ см}^2,$$

а на всю полосу $24 \varnothing 12 \text{ мм}$.

* По „Единым нормам“ 1930 г. При $\sigma_s = 60 \text{ кг/см}^2$ и $\sigma_c = 1250 \text{ кг/см}^2$

$$h_1 = 0,304 \sqrt{\frac{376400}{600}} = 18,65 \text{ см,}$$

$$d = 18,65 + 2,35 = 21 \text{ см.}$$

А при заданном перекрытии по периметру:

$$h_1 = 0,304 \sqrt{3011} = 16,7 \text{ см и } d = 19 \text{ см,}$$

3) По первому ряду колонн:

$$M_{F_2}' = -1406 \text{ кгм},$$

$$F_2 = \frac{1406}{\gamma_s \cdot 23 \cdot 1200} = 5,82 \text{ см}^2,$$

достаточно $5 \varnothing 12 \text{ мм} = 5,65 \text{ см}^2$; в действительности, при отгибе с пролетов половины стержней, имеется $7\frac{1}{2} \varnothing 12 \text{ мм}$.

4) По остальным рядам колонн

$$M_{F_4}' = -1125 \text{ кгм}.$$

По конструктивным соображениям: $6 \varnothing 12 \text{ мм}$.

Опорные полосы G:

1) В крайнем пролете

$$M_{G_1} = 3764 \text{ кгм}; h_1 = 28 \text{ см},$$

$$F_1 = \frac{376400}{\gamma_s \cdot 23 \cdot 1200} = 15,58 \text{ см}^2, \text{ или } 10 \varnothing 14 \text{ мм} = 15,40 \text{ см}^2,$$

а на всю ширину полосы $2,7 \text{ м} - 2,7 \cdot 10 = 27$ стержней $\varnothing 14 \text{ мм}$, из которых $\frac{2}{3} \cdot 27 = 18$ стержней отгибаются вверх и пропускаются поверх колонны в соседний пролет на длину до $\frac{l_2}{4} = 1,5 \text{ м}$.

2) В промежуточных пролетах:

$$M_{G_2} = 2562 \text{ кгм},$$

$$F_2 = \frac{256200}{\gamma_s \cdot 23 \cdot 1200} = 10,61 \text{ см}^2, \text{ или } 10 \varnothing 12 \text{ мм} = 11,30 \text{ см}^2,$$

а на всю ширину полосы $27 \varnothing 12 \text{ мм}$.

3) По первому ряду колонн

$$M_{G_3} = -5625 \text{ кгм}.$$

При $e_s = 45 \text{ кг/см}^2$ и $c_s = 1200 \text{ кг/см}^2$

$$h_1 = 0,375 \sqrt{5625} = 28,1 \text{ см}.$$

При толщине плиты в пролете 25 см и толщине надкапитальной плиты в $\frac{26}{2} = 12,5 \text{ см}$ за полную высоту сечения над опорой можно принять $h = 25 + 12,5 \cong 37,5 \text{ см}$ и $h_1 = 37 - 2 = 35 \text{ см}$,

$$F_1 = \frac{562500}{\gamma_s \cdot 35 \cdot 1200} = 15,31 \text{ см}^2;$$

достаточно $6 \varnothing 14 \text{ мм} + 6 \varnothing 12 \text{ мм} = 16,02 \text{ см}^2$; в действительности, при отгибе $\frac{2}{3}$ стержней с пролетов, имеется $6\frac{2}{3} \varnothing 14 \text{ мм} + 6\frac{2}{3} \varnothing 12 \text{ мм} = 17,8 \text{ см}^2$.

4) По остальным рядам колонн

$$M_{G_4} = -4500 \text{ кгм},$$

$$F_2 = \frac{450000}{\gamma_s \cdot 35 \cdot 1200} = 12,25 \text{ см}^2.$$

При отгибе $\frac{2}{3}$ стержней из соседних пролетов имеется $13\frac{1}{3} \varnothing 12 \text{ мм} = 15,06 \text{ см}^2$.

Проверка напряжений в крайнем пролете опорной полосы:

$$M_{e_1} = 376\,400 \text{ кгсм}; h_1 = 23,0 \text{ см}; F_e = 10 \varnothing 14 \text{ мм} = 15,40 \text{ см}^2.$$

$$x = \frac{nF_e}{b} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2b n_1}{nF_e}} \right] = \frac{15 \cdot 15,40}{100} \times$$

$$\times \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 100 \cdot 23,0}{15 \cdot 15,4}} \right] = 8,25 \text{ см},$$

$$z = h_1 - \frac{x}{3} = 20,25 \text{ см},$$

$$\sigma_s = \frac{2M}{b x z} = \frac{2 \cdot 376\,400}{100 \cdot 8,25 \cdot 20,25} = 45,1 \text{ кг/см}^2,$$

$$\sigma_c = \frac{M}{F_e z} = \frac{376\,400}{15,40 \cdot 20,25} = 1\,207 \text{ кг/см}^2.$$

Промежуточная пролетная полоса F .

1) В крайнем пролете

$$M_{F_1} = 3124 \text{ кгм}; h_1 = 23 \text{ см},$$

$$F_e = \frac{312\,400}{\eta_s \cdot 23 \cdot 1200} = 12,94 \text{ см}^2,$$

$$\text{т. е. } 9 \varnothing 14 \text{ мм} = 13,86 \text{ см}^2.$$

На полосу шириною 2,7 м — 24 $\varnothing 14$ мм, из них отгибается вверх половина стержней, т. е. 12 $\varnothing 14$ мм, и пропускается в соседний пролет на $\frac{l_x}{4} = 1,50 \text{ м}$.

2) В промежуточных пролетах

$$M_{F_2} = 2081 \text{ кгм},$$

$$F_e = \frac{208\,100}{\eta_s \cdot 23 \cdot 1200} = 8,58 \text{ см}^2,$$

$$\text{т. е. } 8 \varnothing 12 \text{ мм} = 9,04 \text{ см}^2, \text{ а на всю полосу шириною } 2,7 \text{ м} — 21 \varnothing 12 \text{ мм}.$$

Отгибается половина стержней.

3) По первому ряду колонн:

$$M_{F_2} = -1875 \text{ кгм}; h_1 = 23 \text{ см},$$

$$F_e = \frac{187\,500}{\eta_s \cdot 23 \cdot 1200} = 7,76 \text{ см}^2.$$

Имеется, при отгибе $1/2$ стержней из соседних пролетов, $4 1/2 \varnothing 14 \text{ мм} + 4 \varnothing 12 \text{ мм} = 11,45 \text{ см}^2$.

4) По остальным рядам колонн

$$M_{F_2} = -1500 \text{ кгм},$$

$$F_e = \frac{150\,000}{\eta_s \cdot 23 \cdot 1200} = 6,21 \text{ см}^2.$$

Имеется в действительности $8 \varnothing 12 \text{ мм} = 9,04 \text{ см}^2$.

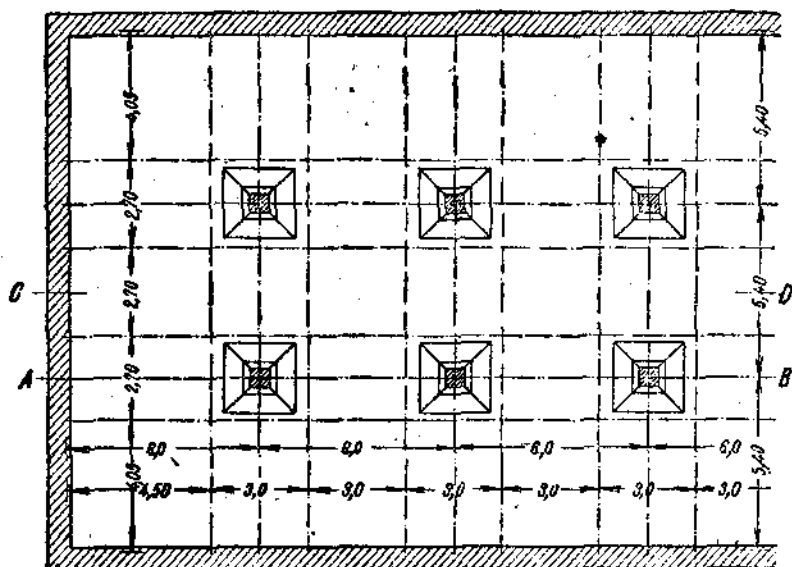
Арматура по направлению I_r

Приставная полоса F' .

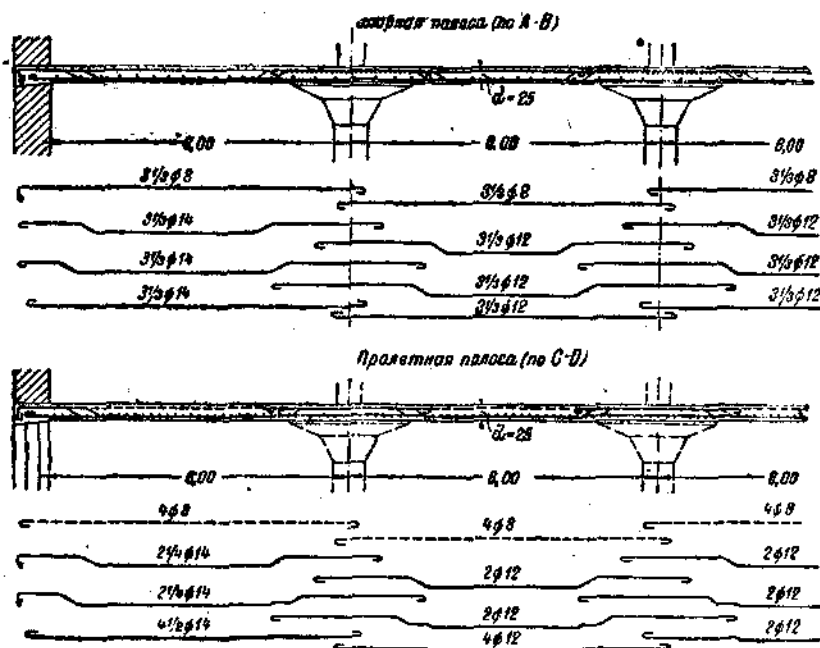
1) В крайнем пролете:

$$M_{p,1} = 1898 \text{ кгс}; \quad h_1 = 23 - 1,4 = 21,6 \text{ см},$$

$$T. e. 8 \varnothing 12 \text{ мм} = 9,04 \text{ см}^2.$$



Черт. 333.



Черт. 334.

$$F_s = \frac{180\,800}{7,8 \cdot 21,6 \cdot 1\,200} = 8,37 \text{ cm}^2,$$

2) В промежуточном пролете

$$M_{r_2} = 1264 \text{ кгм}; h_1 = 21,6 \text{ см},$$

$$F_2 = \frac{126400}{\sqrt{1/8} \cdot 21,6 \cdot 1200} = 5,57 \text{ см}^2.$$

Принимаем по конструктивным соображениям $6 \varnothing 12 \text{ мм} = 6,78 \text{ см}^2$.

3) По колоннам

$$M_{r_1} = -1139 \text{ кгм}.$$

При отгибе спрелетов половины стержней имеется $7 \varnothing 12 \text{ мм} = 7,91 \text{ см}^2$.

Опорные полосы G .

1) В крайнем пролете

$$M_{a_1} = 3043 \text{ кгм}; h_1 = 21,6 \text{ см},$$

$$F_1 = \frac{304800}{\sqrt{1/8} \cdot 21,6 \cdot 1200} = 13,44 \text{ см}^2,$$

т. е. $9 \varnothing 14 \text{ мм} = 13,86 \text{ см}^2$, а на всю ширину полосы в $3,0 \text{ м}$ $27 \varnothing 14 \text{ мм}$.
Отгибаются $2\frac{1}{2}$, т. е. 18 стержней к опорам, и пропускаются в соседний пролет на длину $\frac{l_2}{4} = 1,35 \text{ м}$.

2) В промежуточном пролете

$$M_{a_2} = 2075 \text{ кгм}; h_1 = 23 - 1,2 = 21,8 \text{ см},$$

$$F_2 = \frac{207500}{\sqrt{1/8} \cdot 21,8 \cdot 1200} = 9,06 \text{ см}^2,$$

т. е. $8 \varnothing 12 \text{ мм} = 9,04 \text{ см}^2$, а на всю ширину полосы в $3,0 \text{ м}$ $24 \varnothing 12 \text{ мм}$.

3) По колоннам

$$M_{a_1} = -4556 \text{ кгм}; h_1 = 35 - 1,4 = 33,6 \text{ см},$$

$$F_1 = \frac{455600}{\sqrt{1/8} \cdot 33,6 \cdot 1200} = 12,91 \text{ см}^2,$$

При отгибе $2\frac{1}{2}$ стержней с пролетов над опорами имеется $6 \varnothing 14 \text{ мм} + 5\frac{1}{2} \varnothing 12 \text{ мм} = 15,26 \text{ см}^2$.

Пролетные полосы F .

1) В крайнем пролете

$$M_{r_1} = 2530 \text{ кгм}; h_1 = 23 - 1,2 = 21,8 \text{ см},$$

$$F_1 = \frac{253000}{\sqrt{1/8} \cdot 21,8 \cdot 1200} = 11,05 \text{ см}^2,$$

т. е. $10 \varnothing 12 \text{ мм} = 11,30 \text{ см}^2$, а на всю полосу шириною $3,0 \text{ м}$ $30 \varnothing 12 \text{ мм}$; отгибаем $1\frac{1}{2}$ стержней.

2) В промежуточном пролете

$$M_{r_2} = 1686 \text{ кгм}; h_1 = 21,8 \text{ см},$$

$$F_2 = \frac{168600}{\sqrt{1/8} \cdot 21,8 \cdot 1200} = 7,37 \text{ см}^2,$$

т. е. $7 \varnothing 12 \text{ мм} = 7,91 \text{ см}^2$, на всю ширину в $3,0 \text{ м}$ — $21 \varnothing 12 \text{ мм}$ отгибаем $1\frac{1}{2}$ стержней.

3) По колоннам

$$M_{r_2} = -1519 \text{ кгм}; h_2 = 21,8 \text{ см},$$

$$F_2 = \frac{151900}{\frac{1}{10} \cdot 21,8 \cdot 1200} = 6,64 \text{ см}^2,$$

достаточно $6 \varnothing 12 \text{ мм} = 6,78 \text{ см}^2$, в действительности имеем $8\frac{1}{2} \varnothing 12 \text{ мм} = 9,60 \text{ см}^2$.

Кроме расчетной арматуры, часто для дополнительного усиления и лучшей связи углов надкапитальной плиты с перекрытием и колонной, над последней укладывается в диагональных направлениях по несколько ($4 \varnothing 8 \text{ мм}$) стержней (черт. 335).

Также прокладываются стержни (по 3—4 на 1 м) и в верхней зоне плиты для восприимчивости усадочных и температурных напряжений, а иногда и против отрицательных моментов в пролетах (при больших полезных нагрузках).

При средней величине пролета $l_1 = \frac{l_2 + l_3}{2} = \frac{6,0 + 5,4}{2} = 5,7 \text{ м}$, ширина верха капители $k = 0,2$, $l_1 = 0,2 \cdot 5,7 = 1,14 \text{ м}$ и ширина квадратной надкапитальной плиты $k_1 = 0,4$, $l_1 = 0,4 \cdot 5,7 = 2,28 \text{ м}$.

Общая высота капители может быть принята равной выносу ее, т. е. $\frac{1}{2} (2,28 - 0,60) = 0,84 \text{ м}$ (черт. 335).

Проверка на скалывающие (перерезывающие) напряжения.

Опорное давление от плиты: $6,0 \cdot 5,4 \cdot 1250 = 40500 \text{ кг}$.

Периметр площади срезывания $u = 228 \cdot 4 = 912 \text{ см}$.

Плечо внутренней пары $z = \frac{7}{8} h_1 = \frac{7}{8} \cdot 23,0 = 20,12 \text{ см}$.

Скалывающее напряжение

$$\tau_0 = \frac{Q}{u \cdot z} = \frac{40500 - 2,28^2 \cdot 1250}{912 \cdot 20,12} = 1,85 \text{ кг/см}^2, \text{ что } < \text{допускаемого.}$$

О расчете колонн будет сказано в главе о рамах.

Для сравнения приведем часть расчета того же перекрытия по Американским нормам 1924 г., дающим меньший запас, а следовательно, и меньшие сечения, чем Германские нормы.

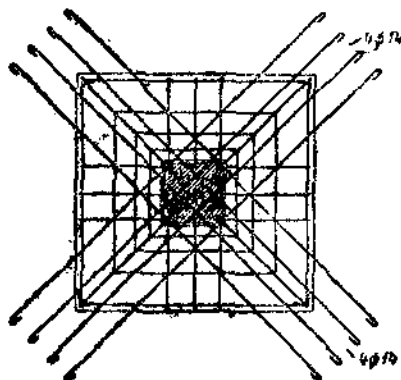
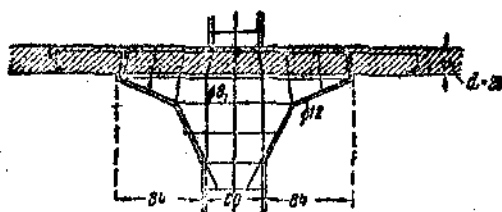
$$P = 6,0 \cdot 5,4 \cdot 1250 = 40500 \text{ кг.}$$

При

$$l_1 = \frac{6,0 + 5,4}{2} = 5,7 \text{ м},$$

$$c = 0,225 l_1 = 0,225 \cdot 5,7 = 1,26 \text{ м},$$

ширина надкапитальной плиты $0,35 \cdot 5,7 = 2,0 \text{ м}$.



Черт. 335.

(108)

$$M_{0x} = 0,09 \cdot P \cdot l_x \cdot \left(1 - \frac{2c}{3l_x}\right)^2 =$$

$$= 0,09 \cdot 40500 \cdot 6,0 \left(1 - \frac{2 \cdot 1,28}{3 \cdot 6,0}\right)^2 = 16096 \text{ кгм.}$$

Моменты в крайнем пролете для полос шириною $\frac{l_y}{2} = 2,7 \text{ м.}$

$$M_{G_1} = +0,20 M_0 \cdot 1,15 = +0,20 \cdot 16096 \cdot 1,15 = +3702 \text{ кгм}$$

$$M_{G_2} = -0,50 M_0 \cdot 1,15 = -0,50 \cdot 16096 \cdot 1,15 = -9255 \text{ "}$$

$$M_{F_1} = +0,15 M_0 \cdot 1,30 = +0,15 \cdot 16096 \cdot 1,30 = +3138 \text{ "}$$

$$M_{F_2} = -0,15 M_0 \cdot 1,30 = -0,15 \cdot 16096 \cdot 1,30 = -3138 \text{ "}$$

Толщина плиты должна быть по крайней мере (черт. 320):

$$d_2 = 0,0754 l_x \sqrt{q} + 2,5 = 0,0754 \cdot 6,0 \sqrt{1250} + 2,5 \cong 19 \text{ см} > \frac{l_x}{32},$$

$$d_1 = 0,143 \left(1 - 1,44 \frac{c}{l_x}\right) l_x \sqrt{k_1 \cdot q \cdot \frac{l_y}{b_1}} + 3,8 =$$

$$= 143 \left(1 - 1,44 \cdot \frac{1,28}{6,00}\right) \cdot 6,0 \sqrt{0,50 \cdot 1250 \cdot \frac{5,4}{0,35 \cdot 5,7}} + 3,8 = 28 \text{ см.}$$

Принимаем $d_2 = 20 \text{ см}$ и $d_1 = 20 \cdot 1,5 = 30 \text{ см.}$

Подбор сечения арматуры (в опорной полосе):

$$h_1 = 20 - 1,5 - \frac{1,2}{2} = 17,9 \text{ см; } M_{G_1} = +3702 \text{ кгм,}$$

$$F_s = \frac{370200}{\frac{1}{18} \cdot 17,9 \cdot 1200} = 25,99 \text{ см}^2,$$

т. е. $23 \varnothing 12 \text{ мм} = 25,99 \text{ см}^2$ или $8,5 \varnothing 12 \text{ мм}$ на 1 м.

Проверка напряжения бетона сжатием:

$$(112) \quad \sigma_s = \frac{6 k_1 M_0}{0,67 \sqrt{\frac{2 F_s}{l_y h_1}} n \cdot l_y h_1^2} =$$

$$= \frac{6 \cdot 370200}{0,67 \sqrt{\frac{2 \cdot 25,99}{540 \cdot 17,9}} \cdot 15 \cdot 540 \cdot 17,9^2} = 44,3 \text{ кг/см}^2.$$

Над опорой, при $h_1 = 30 - 2,1 = 27,9 \text{ см.}$

$$F_s = \frac{925500}{\frac{1}{18} \cdot 27,9 \cdot 1200} = 31,59 \text{ или } 28 \varnothing 12 = 31,64 \text{ см}^2.$$

Проверка напряжения бетона сжатием над опорой:

$$(111) \quad \sigma_s = \frac{3,5 k_1 M_0}{0,67 \sqrt{\frac{2 F_s}{l_y h_1}} n \cdot b_1 h_1^2} \left(1 - 1,2 \frac{c}{l_x}\right) =$$

$$= \frac{3,5 \cdot 925500}{0,67 \sqrt{\frac{2 \cdot 49,24}{540 \cdot 17,9}} \cdot 15 \cdot 200 \cdot 17,9^2} \left(1 - 1,2 \frac{1,28}{6,00}\right) = 43,1 \text{ кг/см}^2.$$

По сечению I—I (черт. 320):

$$u = [128 + (30 - 4) \cdot 2] 4 = 720 \text{ см}; \quad z = \frac{7}{8} h_1 = \frac{7}{8} \cdot 27,9 = 24,4 \text{ см.}$$

$$\tau_a = \frac{Q}{u \cdot z} = \frac{40\,500 - 1,80^2 \cdot 1\,250}{720 \cdot 24,4} = 2,07 \text{ кг/см}^2.$$

По сечению II—II

$$\tau_a = \frac{40\,500 - 2,32^2 \cdot 1\,250}{928 \cdot 15,7} = 2,32 \text{ кг/см}^2.$$

Г. СВОДЧАТЫЕ ПЕРЕКРЫТИЯ.

§ 39. Конструкции сводчатых перекрытий.

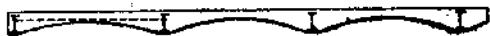
Как известно, для каменных и бетонных сводов, во избежание появления растягивающих напряжений, основным требованием является, чтобы кривая давления проходила в средней трети сечения свода. Выполнение этого условия может вызвать не только изменение вида внутренней кривой направляющей, но и утолщение самого свода.

В железобетонных же сводах, которые допускают растягивающие усилия, соблюдение указанного условия necessarily и, в случае надобности, очертание осевой линии свода может быть, до некоторой степени, независимым от очертания кривой давления. Это дало возможность перекрывать значительные пролеты (мосты, крыши) тонкими, пологими арками и сводами, которые по весу составляют лишь небольшую часть (около $\frac{1}{4}$) от каменных; кроме того, это же позволяет строить железобетонные своды самых сложных очертаний.

В различного рода промышленных и общественных зданиях сводчатые железобетонные конструкции нашли значительное применение для устройства перекрытий над большими помещениями и особенно для крыш и куполов, конструкции которых будут рассмотрены в части II. Что касается железобетонных сводчатых междуэтажных перекрытий, то они находят выгодное применение для тяжело нагруженных перекрытий мастерских, складов, машинных помещений и т. п.

Очертание этих сводчатых перекрытий обыкновенно делается по дуге круга (вместо параболы), для облегчения устройства кружал и опалубки.

В противоположность плоским, сводчатые перекрытия, особенно при больших пролетах и малых подъемах, дают довольно значительный горизонтальный распор, для восприятия которого, нередко, * в конечных пролетах, балки, на которые опираются своды, скрепляются посредством



Черт. 336.

железных затяжек (черт. 336). Верхняя поверхность перекрытия может быть криволинейной или плоской; в последнем случае свод дает несколько меньший распор, проще в выполнении, но зато вес его больше.

Арматура, в зависимости от очертания свода (пологий или с большим подъемом), величины пролета и нагрузки, может быть одиночной, у нижней поверхности свода, и двойной.

Чтобы свод можно было рассматривать как железобетонный, необходимо, чтобы рабочей арматуры было не менее 0,4%. При меньшем процентном содержании арматуры свод следует считать бетонным (Вр. нормы НКПС, 1926 г., § 48).

Для сводчатых перекрытий в гражданских зданиях применяются, преимущественно, своды Монье; затем, можно указать еще на своды системы Мелана и Геннебика.

* Когда другие части здания не могут надежно его воспринять.

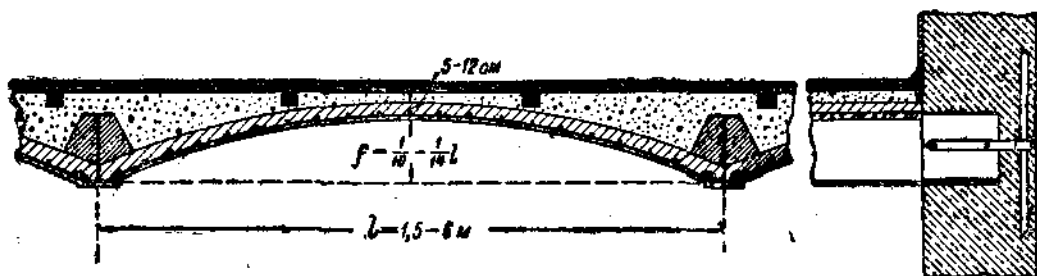
1. Своды Монье.

Эти своды возводятся между железными балками и делаются пролетом от 1,5 до 6 м и толщиной от 5 до 12 см в замке, при стреле подъема от $\frac{1}{10}$ до $\frac{1}{14}l$ (черт. 337). При пролетах больше 6 м хотя и пойдет меньше балок, но таковые потребуются значительной высоты, что невыгодно в смысле увеличения конструктивной высоты.

С другой стороны, так как с увеличением высоты балок вес их возрастает медленнее, чем момент сопротивления, то, при больших расстояниях (пролетах) между балками, железа, вообще говоря, пойдет меньше.

Арматура в виде сетки состоит из стержней круглого железа, толщиной от 5 до 15 мм, и конструируется так же, как и для плоских плит, с тем различием, что здесь стержни сопротивления изогнуты по направляющей свода; эти стержни располагаются на расстояниях от 5 до 20 см, распределительные же стержни укладываются параллельно железным балкам, по образующим, на расстояниях от 10 до 30 см, и имеют обычно меньшую толщину; в местах пересечения они связываются тонкой проволокой.

При малых размерах свода с небольшой толщиной помещают обыкновенно одну железную сетку у внутренней (нижней) поверхности свода,



Черт. 337.

что, по существу, соответствует равномерно-распределенной нагрузке, когда осевая линия свода близка к кривой давления.

В случае односторонней нагрузки свода, или сосредоточенных сил, растягивающие напряжения появляются и у наружной (верхней) поверхности свода. При таких обстоятельствах уместна (особенно вблизи пята) двойная арматура, которая, однако, вследствие затруднительности работ, может применяться при сводах более или менее значительных размеров.

Своды Монье опираются на нижние полки балок, причем для получения надежной заделки свода у пята, а также и против действия огня при пожарах, пазухи у балок должны быть забетонированы, чем достигается и большая жесткость балок.

Часть пространства над верхней поверхностью свода может быть заполнена тощим, или шлаковым бетоном, или просто шлаком, песком и пр., поверх чего укладывается половой настил.

Тонкие железобетонные своды, собственный вес которых очень мал по сравнению с временной нагрузкой, являются недостаточно жесткими, чтобы передавать распор на пилы, когда один свод нагружен, а соседний разгружен. Поэтому балки должны быть достаточно жесткими против бокового распора. В виду этого иногда укладывают двойные балки, промежутки между которыми заливаются цементным раствором (черт. 338). Кроме того, над сводами могут быть расположены сквозные железные связи, скрепленные с балками.

При испытании этой конструкции перекрытия пробной нагрузкой, превышающей полезную в $1\frac{1}{2}$ раза, ненагруженный свод поднялся только

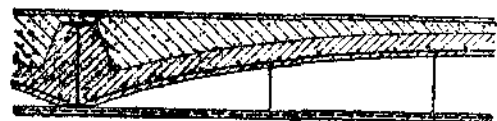
на $1\frac{1}{2}$ мм и по разгрузке возвратился опять в свое первоначальное положение.

Вообще же, своды Монье способны выдерживать большие нагрузки. Так, например, на одном из складов железа (в Берлине) своды Монье были подвержены особенно большой подвижной нагрузке перекладываемого железа, доходившей до 2750 кг/м^2 , а с собственным весом перекрытия до 3000 кг/м^2 , причем толщина свода в замке, при пролете в 2 м, была только 5 см, а при пролете 3,5 м — только 7 см. Наивысшее напряжение сжатия при этом составляло $19,5 \text{ кг/см}^2$. *



Черт. 338.

Так как сводчатые перекрытия, как было упомянуто, большей частью находят применение при постройке заводов, складов, магазинов и т. п., то нижняя поверхность сводов обыкновенно оставляется открытой, защитив балки против действия огня при пожаре слоем раствора по металлической сетке.



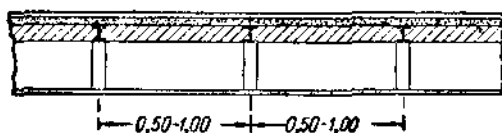
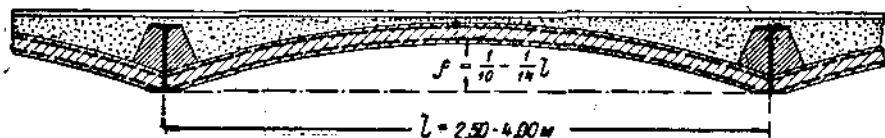
Черт. 339.

При необходимости же иметь плоский потолок, его устраивают в виде легкого подвесного перекрытия толщиной в 2—3 см из слабого цельно-решетчатого металла, или по способу Рабица (черт. 339), подвесив его к своду при помощи проволок. Но такое перекрытие уже обходится сравнительно дорого.

При необходимости же иметь плоский потолок, его устраивают в виде легкого подвесного перекрытия

2. Своды Мелана.

В сводах Мелана применяется жесткая арматура, которая при небольших пролетах сводчатых перекрытий состоит из двутавровых балок (может быть также тавровое сечение, или легкие железнодорож-



Черт. 340.

ные рельсы), располагаемых через каждые 0,50—1 м, почти той же высоты, что и толщина свода; балки эти выгибаются точно по направляющей свода (черт. 340).

Пролет этих сводов, обычно, равняется 2,50—4,00 м, при толщине до 8 см и подъеме $\frac{1}{10}$ — $\frac{1}{14}$ г. Концы выгнутых двутавровых балочек обрезаны у пят в косом направлении и прикрепляются к вертикальной стенке опорных балок помощью уголков.

* „Der Portland-Zement und seine Anwendungen in Bauwesen“, 1912, S. 652.

Своды Мелана сопротивляются так же хорошо, как и своды Монье, но вследствие неполного использования железа, сконцентрированного в отдельных местах, железа идет больше; зато опалубка может укрепляться непосредственно к балкам.

Эта конструкция довольно часто встречается в Америке и Австрии.

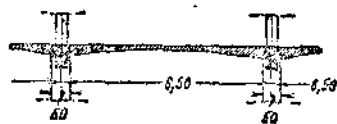
Своды Мелана получили значительное применение в сооружении мостов, где арматура обыкновенно преобразовывается в решетчатые арки, связанные между собою в поперечном направлении.

3. Своды Геннебика.

В гражданских сооружениях они применяются, главным образом, в виде ребристых сводов, или в виде арок, поддерживающих плоское перекрытие; но есть случаи применения и полных сводов (Малый дворец искусств в Париже).

Здесь обычно перекрытие опирается не на балки, а на стены, причем для уменьшения на них распора предпочтительны своды с плоской внешней поверхностью.

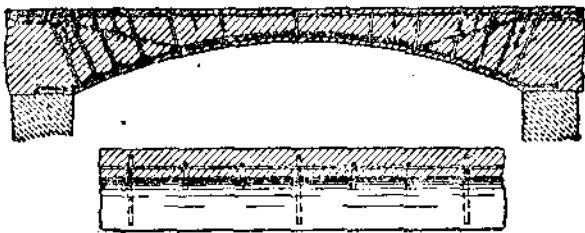
Иногда по конструктивным или архитектурным соображениям железобетонные сводчатые перекрытия (со стрелой подъема всего около $\frac{1}{35}$) устраиваются и между железобетонными балками (черт. 341).



Черт. 341.

Первоначальная конструкция сводов Геннебика имеет несколько вариантов. Арматура как и в ребристом перекрытии Геннебика (стр. 99), состоит из стержней, расположенных по внутренней поверхности свода (соответствующие прямым стержням в балках), из отогнутых стержней, поднимающихся над опорами, и из хомутов. Часто арматура дополняется еще верхними стержнями, прокладываемыми у внешней поверхности свода, а иногда отсутствуют отогнутые стержни.

Стержни у внутренней и у внешней поверхности свода расположены парно в одних и тех же вертикальных плоскостях. По направлению образующих свода могут быть уложены распределительные стержни. На черт. 342 представлен свод Геннебика с полной арматурой.



Черт. 342.

Поперечные связи (хомуты) между двумя арматурами здесь имеют, преимущественно, то же значение, что и в сжатых колоннах.

§ 40. Расчет железобетонных сводов.

Своды (арки) значительных пролетов наиболее точно рассчитываются на основании теории упругости, рассматривая свод как упругую арку, подвергающуюся деформациям как от сжатия, так и изгиба *.

В гражданских зданиях многие своды (особенно в крышах) устраиваются без всяких шарниров, но так как они работают почти как двухшарнирные, вследствие недостаточно жесткой заделки пят, то такие своды могут рассчитываться приблизительно как двухшарнирные.

При наличии же надежной заделки своды и арки следует рассчитывать как с заделанными пятами.

Расчет рассмотренных выше железобетонных сводчатых перекрытий небольших пролетов обыкновенно производится приблизительно. Для этого, прежде всего, задаются размерами свода, на основании практических и эстетических соображений, а затем по методам статике сооружений ** нахо-

* Д. Я. Акимов-Поретт. Статика сооружений, II Отд. Теория и расчет арок. 1926.

** В приложении IX приведены данные для приближенного расчета железобетонных сводов и арок.

дят, при наиболее невыгодном положении полезной нагрузки (при загрузке одной половины свода) величины изгибающих моментов (M) и нормальных сил (N) в опасных сечениях свода *, рассматривая его как однородный с одинаковым модулем упругости E .

Найдя же тем или другим путем величины изгибающих моментов и нормальных сил в разных сечениях свода, переходят к определению напряжений в этих сечениях, рассматривая уже свод, как железобетонный, и вычисляя напряжения по формулам, которые будут выведены в главе V для внецентренного сжатия.

Д. СБОРНЫЕ ПЕРЕКРЫТИЯ, СОСТАВЛЯЕМЫЕ ИЗ ГОТОВЫХ ЧАСТЕЙ.

Монолитные железобетонные перекрытия, которые устраиваются на месте, могут быть выполнены или одновременно с возведением постройки, или впоследствии, но всегда требуют устройства опалубки, бетонирования и, главным образом, оставления перекрытия на подмостях в течение 3—4 недель **.

Перекрытия, составляемые из заранее заготовленных частей, не требуют устройства опалубки и в то же время могут быть закончены скорее, так как нет надобности дожидаться отвердения бетона. Затем, бетонирование и надзор за правильной укладкой арматуры, при этом способе работ, могут быть более тщательные, а самые работы возможно распределить в течение года более равномерно, так как вся заготовка может быть произведена зимою на заводе; кроме того, сборка на месте может быть выполнена в большей части чернорабочими.

Затем, так как элементы обычно конструируются как свободно-лежащие балки, то для облегчения их веса, широкое применение находят здесь разные пустотелые и фасонные сечения элементов, с наимыгоднейшим использованием материалов.

В отношении стоимости эти перекрытия обходятся дешевле устраиваемых на месте только в некоторых случаях, так как выгоды, получаемые от ненужной опалубки, часто уничтожаются необходимостью устройства подъемника и особых приспособлений, а иногда и обзаведения специальными машинами для изготовления отдельных элементов.

Конечно, экономичность устройства перекрытий из готовых элементов существенно будет зависеть от количества одинаковых частей. Это, в свою очередь, указывает на особую необходимость проведения здесь принципа наибольшей типизации и стандартизации, осуществление которых возможно, главным образом, в жилищном строительстве.

К недостаткам этих перекрытий можно отнести: 1) затруднительность доставки частей на сколько-нибудь далекие расстояния; устройство же временного завода у самого места постройки не всегда бывает выгодно, особенно при небольшом здании; при доставке приходится считаться с возможностью некоторой потери от лома; для уменьшения которого следует арматуру в отдельных элементах рассчитывать не только на работу в перекрытии, но также и на те особые положения балок, которые могут быть при перевозке и подъеме их на место укладки, и 2) трудность получения полной монолитности перекрытия, т. е. действительной связи между отдельными частями; против прогибов отдельных элементов под действием сосредоточенных грузов, обыкновенно, применяют различные меры по соединению элементов между собою.

Все же указанные выше преимущества сборных перекрытий, в особенности возможность использования зимнего времени, сокращения общего количества рабсилы и получения экономии в лесном материале, — в настоящее время привлекают самое серьезное внимание со стороны строителей, и эти конструкции постепенно начинают входить в жизнь и у нас.

* Сжимающие напряжения, как незначительные по величине, часто не определяются.

** При обыкновенномemente; при высокосортном — этот срок может быть сокращен более чем на половину (по Германским нормам, например, вместо 3 недель — только 8 дней).

Вообще же, вопрос о применении монолитных или сборных железобетонных перекрытий в каждом отдельном случае должен быть решен после тщательного изучения характера самого здания, местных условий, наличия материалов и поставленных сроков выполнения.

Существует много различных видов перекрытий, составляемых из отдельных частей, причем последние могут быть в виде плит или в виде балок.

§ 41. Перекрытия, составляемые из отдельных плит.

Для малых пролетов применяются плиты или доски. Они должны быть не слишком большими и не слишком тяжелыми, чтобы их можно было удобно переносить и укладывать вручную.

Простейшей конструкцией этого рода является перекрытие из отдельных плит Монье, укладываемых вплотную друг к другу по железным балкам (черт. 72, 74).

Плиты Монье в зависимости от величины пролета и нагрузки выполняются соответственной ширины и толщины. Практически толщина плит не делается свыше 10 см.

Для уменьшения собственного веса, в плитах оставляют сквозные каналы, идущие вдоль пролета и приходящиеся почти целиком в растянутой зоне, не влияя, таким образом, на уменьшение сопротивляемости плит. Наиболее известной конструкцией таких плит являются цементные доски Штолте с каналами овального или круглого сечения (черт. 343).



Черт. 343.

Они делаются длиной до 2,50 м и толщиной в зависимости от пролета и нагрузки от 5 до 12 см, при ширине, обычно, в 25 см. Арматуру их составляют стержни из плоского или круглого железа.

Собственный вес плит при 8 см толщины—120 кг/м², при 10 см—155 кг/м².

В Германии для малых нагрузок, например, для крыш, плитные элементы часто делаются из легкого пемзового бетона, например, кесонные плиты Дама шириною в 50 см, с изолирующими пустотами и боковыми продольными шпунтами для устранения прогибов отдельных плит.

§ 42. Перекрытия, составляемые из балочных элементов.

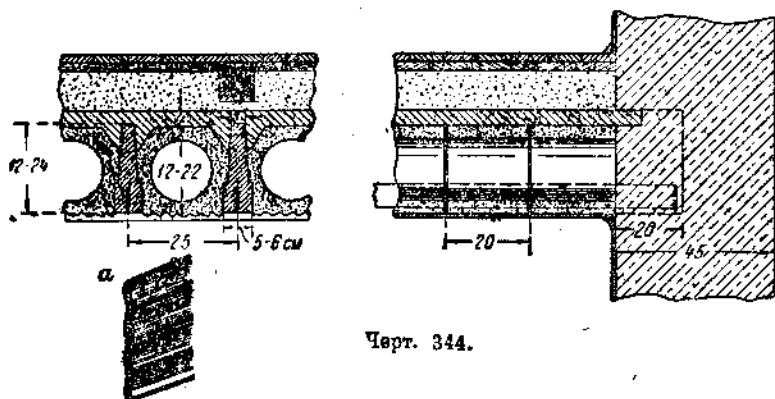
При больших пролетах заранее изготовляемые плиты получают слишком тяжелыми, поэтому вместо них применяют балочные элементы разных сечений, а именно замкнутого (прямоугольного или трапециoidalного) Т, L, I, T, J, □, а также в виде решетчатых балок. Одни из указанных профилей балок образуют двойное перекрытие (пол и потолок), другие—одиночное; в последнем случае потолок, при желании, может быть выполнен подшивным.

Ниже приводятся несколько наиболее типичных перекрытий этого рода. Перекрытие Гербста (Herbst). * Перекрытие это состоит из железобетонных ребер, между которыми уложены трубы цилиндрической формы (черт. 344). Ребра высотой от 12 до 24 см и толщиной в верхней части 3 см и в нижней 5—6 см вооружены поставленным на ребро обычным плоским железом, или с волнообразно-ребристой поверхностью (черт. 344, а).

* Один из первых приобретателей перекрытий из заранее изготовленных элементов.

Цилиндрической формы полые тела готовятся из шлакового бетона или обожженной глины, длиной в 20 см, шириной в 22 см и высотой в 12—22 см; они имеют шероховатые поверхности для лучшего сцепления с заливкой и штукатуркой.

Несущие ребра, выдержанные по крайней мере от 2-х до 4-х недель, укладываются на место без опалубки на расстоянии в 25 см. Они изгото-



Черт. 344.

вляются, смотря по свободному пролету помещения (обычно около 5,5 м в свету), соответствующей длины ($l + 2 \times \min 15 \text{ см}$) и поперечным сечением, в зависимости от нагрузки, тогда как цилиндры, если только они подходят по высоте, могут применяться для всякого пролета.

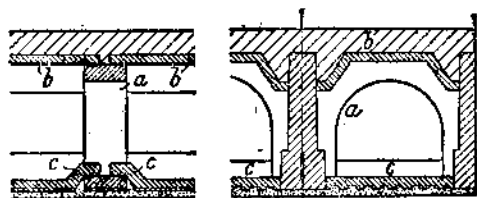
По укладке ребер и цилиндров, на месте бетонируется верхний слой, представляющий в то же время сжатый пояс.

До тех пор пока верхний бетонный слой не достиг соответствующей прочности, перекрытие не следует нагружать.

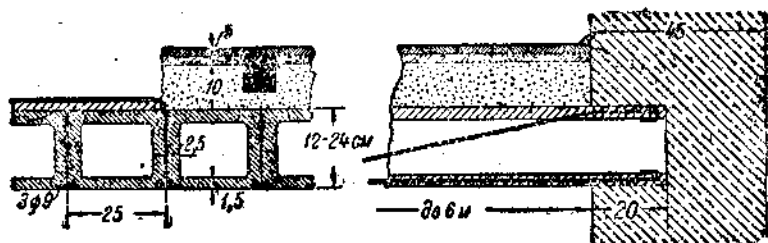
Перекрытие это, по существу, представляет переход от пустотелых перекрытий, устраиваемых на месте, к перекрытиям, составленным из готовых частей.

Звуко- и теплопроводность этого перекрытия незначительны.

Перекрытие Гербста имеет видоизменение, а именно: вместо цилиндров на уступы ребер устанавливаются поперечные части (черт. 345) в виде рам *а*, которые в свою очередь служат опорой для верхней и нижней с плит, перекрывающих пространства между ребрами и образующих пустоты.



Черт. 345.



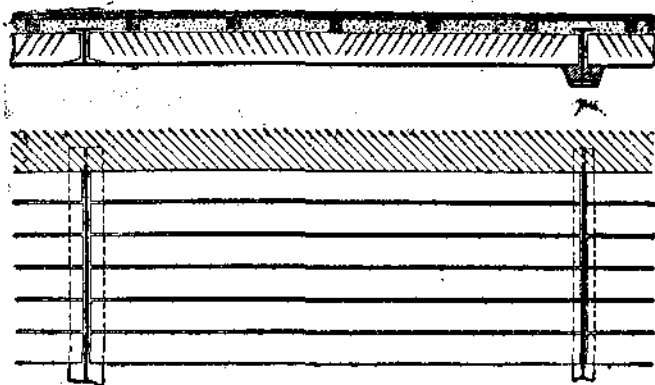
Черт. 346.

Перекрытие Зигварта (Siegwart). В этом перекрытии укладываются одна возле другой изготовленные на заводе пустотелые железобетонные балки (черт. 346), высотой от 12 до 24 см, шириной 25 см и длиной до 6 м, при толщине стенок от $1\frac{1}{2}$ до 6 см.

Для изготовления балок, на цементном полу завода укладывают особые железные модели (сердечники для пустот) до 6 м длины, к которым временно прикрепляют арматуру из круглого железа ($\varnothing 5-10$ мм), которая у опор частью отводится вверх; промежутки между этими сердечниками заливаются бетоном и, затем, помощью особой режущей машины, балки по длине отделяются друг от друга, причем ножи производят неровные (рифленные) поверхности.

Это перекрытие устраивается как между железными балками (по верхним или по нижним полкам), так и между стенами, при пролетах до 6 м.

Пол может быть устроен или непосредственно по балкам, или, при деревянных полах, предварительно укладываются лаги и на них настил.



Черт. 347.

На черт. 347 показан продольный разрез и план перекрытия Зиггарта между железными балками; боковые поверхности пустотелых балок имеют рифленный вид, образованный ножами при разрезывании.

Благодаря этим углублениям, по заливке швов цементным раствором, достигается хорошая связь между отдельными балками, а также и лучшее распределение нагрузки в поперечном направлении.

Для подъема балок (весом от 35 до 80 кг на 1 м) применяется особый подъемник.

Укладка балок (2—4-недельного срока) может быть произведена рабочими без всякой предварительной подготовки и идет настолько быстро, что 4—6 человек могут уложить в день более 100 м².

По укладке балок перекрытие может быть тотчас нагружено.

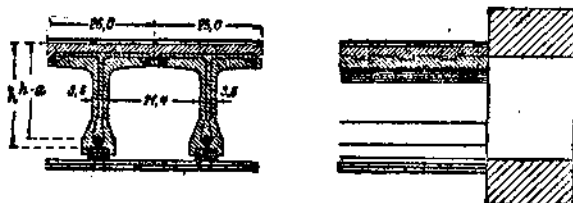
Оно работает, как ребристая плита, причем вследствие достаточной толщины сжатого пояса особого бетонного слоя не требуется.

Подобные пустотелые балки (балки Грубера) в последнее время нашли применение и у нас для устройства сборных перекрытий.

Перекрытия Байера (Bayer). Это перекрытие состоит из балок Т сечения, с сильным сжатым поясом и ребром (черт. 348). Растянутое железо помещается в нижней части ребра и связывается хомутами с верхним поясом, в котором прокладывается монтажное железо, имеющее значение для сопротивления балки при транспортировании.

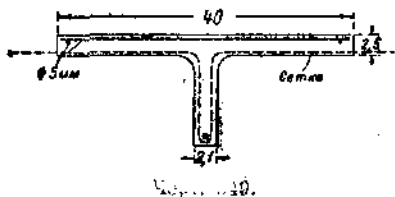
Для усиления сжатого пояса над балками укладывают слой бетона, толщиной по крайней мере 2 см. Улучшение совместной работы бетонного слоя и балок достигается устройством зубчатых углублений и прокладкой (иногда) распределительных стержней поперек балок, чем в то же время устраняется и прогиб отдельных балок.

Для получения снизу гладкого потолка к ребрам балок прикладывают рейки, к которым может быть укреплен тот или другой подвесной потолок.



Черт. 348.

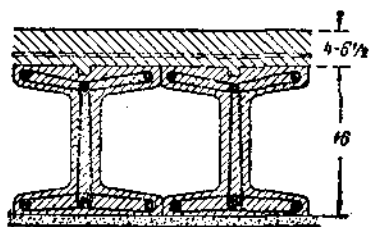
Тавровое сечение находит применение также и в американском строительстве в виде тавро-досок „ти-стон“ (черт. 349)*, применяемых как для перекрытий, так и для стен. Ширина полки здесь 40 см при толщине только 2,5 см, толщина ребер обычно 3,1 см, высота же определяется расчетом. Арматура состоит из сетки и стержней. Сетка заложена в полке и в ребре; в последнем она образует петлю. Свободные концы сетки выпускают из обоих краев полки, по крайней мере, на 10 см; они используются для соединения досок между собою. Стержни закладываются в ребро и в полке, причем в ребре диаметр их определяется расчетом, а в полке обычно $\varnothing 5$ мм.



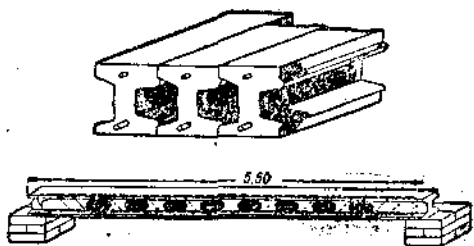
Тавро-доски укладываются не только ребром вниз, но и ребром вверх; в последнем случае к деревянным рейкам, заделанным в ребра, прибивается полая настилка.

Существует также несколько видов балок двутаврового поперечного сечения (Тюрка, „Рapid“ Леманна, Вюнша и др.), различающихся между собою формой, расположением арматуры и другими деталями.

В перекрытии Тюрка (W. Türk), составленном из железобетонных двутавровых балок (черт. 350), недостатком является отсутствие связи



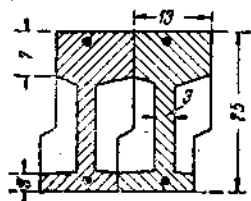
Черт. 350.



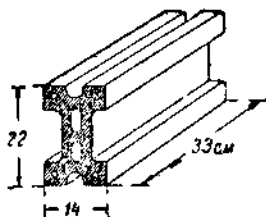
Черт. 351.

между ними, отчего при сосредоточенных грузах могут происходить различные прогибы балок и следствием их трещины в штукатурке.

Для ослабления этого недостатка, при устройстве верхнего слоя следует его снабжать поперек расположенными распределительными стержнями, и кроме того, в самих балках оставлять продольные и поперечные пазы для связи бетонного слоя с сжатым поясом балки.



Черт. 352.



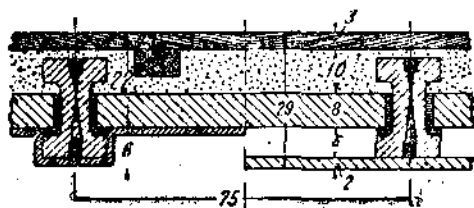
Черт. 353.

При расчете балок может быть принята во внимание сжатая арматура верхнего пояса, которая имеет также значение и на случай перевозки балок; скалывающие напряжения учитываются расположением хомутов; высота балок—16 см.

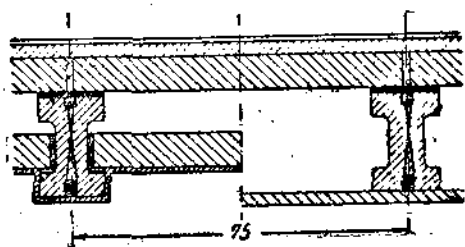
В перекрытии „Рapid“ („Rapid“) полки балок также образуют верхнюю и нижнюю поверхности перекрытия (черт. 351). Балки изготовляются длиной до 6 м. 3-х высот: в 14, 16 и 20 см, при ширине полок в 12 см. Для уменьшения собственного веса, в средней части стенок делаются овальные отверстия длиной в 16 см, с промежутками в 10 см; вблизи опор, на $\frac{1}{5}$ пролета, стенка оставляется сплошной для лучшего сопротивления на скалывание. Балки армированы двойной арматурой, связанной хомутами. В полках балок с одной стороны выделаны четверти

для получения поперечной связи между балками и уменьшения прогиба отдельных балок.

В перекрытии Вюнша (Wünsch) двутавровые балки (черт. 352) отличаются сильной сжатой зоной, и затем они снабжены поперечными ребрами, форма которых препятствует прогибу отдельных балок.



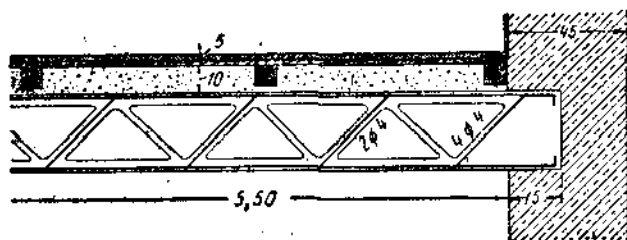
Черт. 354.



Черт. 355.

Перекрытие Зейделя (Seidel). Перекрытие это состоит из так называемых балок Зейделя, которые в свою очередь составляются из отдельных фасонных камней (черт. 353), изготовляемых из обожженной глины.

При составлении балки, в нижнем желобке ее прокладывается на растворе стержень требуемой толщины, за который захватывают особые хомуты в виде восьмерки (из проволоки диаметром 3 мм), прокладываемые в каждом шве между камнями и через верхние петли которых протягивается по верхнему желобку тонкий стержень (6 мм), заделываемый раствором; нижний и верхний стержни на концах загибаются крюками.



После 4—6-недельного твердения раствора, балки могут доставляться на постройку и укладываться подобно деревянным или железным балкам.

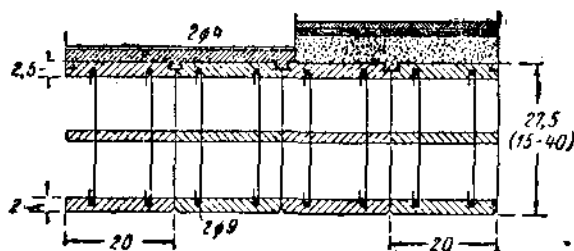
По укладке этих балок, обыкновенно на расстояниях 50—75 см, приступают к устройству заполнения между ними, состоящего из отдельных готовых плит, укладываемых на растворе.

Нижняя поверхность перекрытия Зейделя может быть с открытыми балками или в виде гладкого потолка.

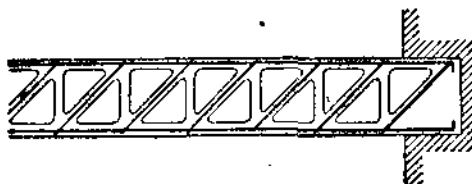
На черт. 354 и 355 показаны 4 различных способа устройства перекрытия из балок Зейделя.

Между прочим, балки Зейделя находят применение для перекрытия оконных и дверных проемов вместо перемычек.

Перекрытие Визинтини (Visintini). Здесь для устройства перекрытия применяются железобетонные балки, высотой от 15 до 40 см (50 см) и шириною 20 см, но решетчатой формы, в которых пустоты идут не по длине, а поперек балок,



Черт. 356.



Черт. 357.

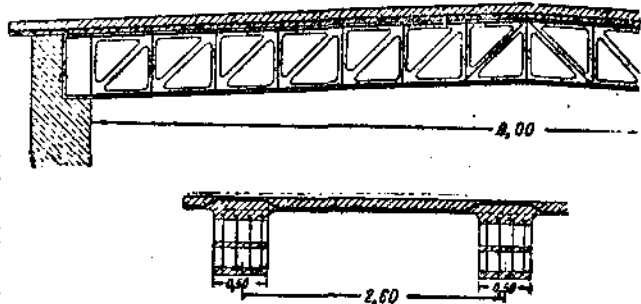
На черт. 356 показан продольный и поперечный разрез балки Визинтини с треугольной системой заполнения, но применяются также и балки с решеткой однонаклонной системы (черт. 357); при второй конструкции материала идет больше, и балки получаются несколько более тяжелыми.

Те элементы балки, которые должны воспринимать исключительно сжимающие напряжения, делаются из одного бетона, а все другие, которые исключительно или при соответствующей нагрузке могут получать растягивающие напряжения, снабжаются арматурой из круглых стержней диаметром 4—20 мм.

В поясах эта арматура состоит из цельных стержней круглого сечения, обхваченных загнутыми концами вооружения раскосов. Сжатый пояс обладает достаточным сопротивлением и поэтому не всегда безусловно нуждается в арматуре, но последняя здесь необходима для того, чтобы наиболее просто связать вооружение поясов и раскосов. Окружающая бетонная масса образует в узлах жесткую связь.

Толщина верхнего и нижнего поясов и раскосов определяется расчетом (на осевые усилия) и колеблется от 1,5 до 5 см.

В верхнем поясе боковой стык двух балок образует паз в форме ласточкина хвоста, который по укладке балок заливается цементным раствором; этим в значительной степени препятствуется прогиб отдельных балок и связанное с ним образование трещин в штукатурке, а также достигается лучшее распределение сосредоточенных грузов на большее число балок.



Черт. 358.

В эти углубления, в форме ласточкина хвоста, при производстве работ могут укладываться также деревянные бруски, к которым потом непосредственно прибивается полевой настил.

При больших нагрузках для обеспечения совместной, одновременной работы балок поперек их сверху укладываются железные распределительные стержни, которые потом заливаются бетоном, причем получающаяся таким образом плита может служить чистым полом.

Для лучшей связи со штукатуркой, нижнюю поверхность балок следует делать шероховатой, и, кроме того, для той же цели, края нижних поясов делают несколько скошенными (черт. 356).

Балки Визинтини могут быть применяемы (например, для крыш) и в качестве ребер (черт. 358), над которыми может быть устроена обычная железобетонная плита толщиной в 4—8 см.

Балки могут укладываться или в гнезда, оставляемые в стенах (черт. 356), или же на основные балки (прогоны) той же конструкции Визинтини; вместо последних балок могут быть и обыкновенные железные — прокатные или клепанные, двутаврового сечения или коробчатого.

Балки Визинтини нашли применение у нас еще до войны, * как для гражданских построек, так и для посейсных мостов. ** При этом, в балках однонаклонной системы применялась и конструкция с восходящими раскосами (черт. 358), при которых стойки получают вытянутыми; это

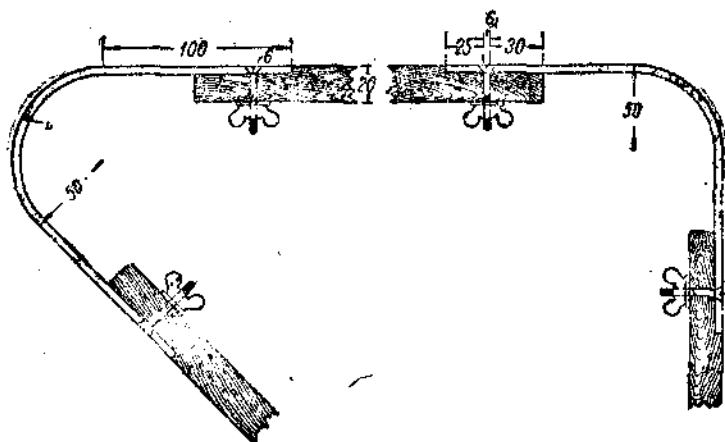
* Изготовлявшиеся Строительной конторой инж. В. Ф. Якоби в Москве.

** Например, посейный мост около г. Калуги, на Тимофеевском шоссе, длиной 25 м, построенный в 1909 г. той же Строительной конторой В. Ф. Якоби.

Наибольший пролет построенных по этой системе мостов под обыкновенную дорогу достигал 22 м.

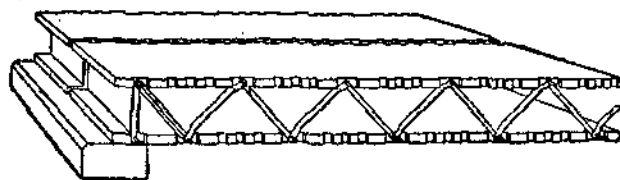
делалось с целью достигнуть более надежного соединения арматуры стоек с арматурой поясов под прямыми углами как на время бетонирования (для обеспечения от сдвигов), так и на дальнейший период.

Что касается изготовления балок, то оно весьма просто, не связано особым фабричным помещением и потому возможно вблизи самой постройки.



Черт. 359.

Балки отливаются с боковой стороны, отверстиям вверх. Для этого, на гладком деревянном помосте, или даже прямо на ровном полу, устанавливают на-ребро два щита, расстояние между которыми должно равняться высоте железобетонной балки; затем между этими щитами уклады-



Черт. 360.

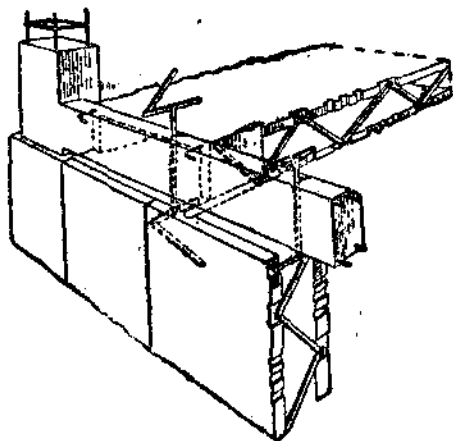
вают заранее собранную арматуру, которая в требуемом положении удерживается при помощи вбиваемых в щит с наружной стороны гвоздей на уровне стержней арматуры поясов; по окончании установки арматуры в образуемых ею

пространствах помещают особые треугольные формы, после чего все промежутки между щитами и формами заполняются пластичным бетоном.

Треугольные формы для образования пустот состоят из досок ($\frac{3}{4}$ "'), соединяемых в углах при помощи согнутых железных листов (черт. 359), толщиной 4 мм; листы скрепляются с досками посредством болтиков диаметром 6 мм, с потайными головками и барашкообразными гайками; в зависимости от различной высоты балок вставляются доски соответствующей длины.

Помимо простоты производства и сборки, балки Визинтини представляют также преимущество в смысле полной ясности теоретических оснований.

Перекрытие Шефера (Schäfer). В этом своеобразном сборном перекрытии отдельные элементы состоят из двух параллельно-расположенных одна над другой сравнительно тонких железобетонных плит, которые в продольном направлении соединены между собою по краям диагональными



Черт. 361.

стержнями (черт. 380). Последние шарнирно надеты на болты, заделанные в бетон.

Изготовление плит производится на специально сконструированной машине, при помощи которой обеспечивается для всех деталей необходимая здесь точность. Кроме того, продольной арматуре в нижней плите придается предварительное напряжение, благодаря чему сопротивление бетона растяжению в нижней плите значительно увеличивается. Как показали испытания, изготовленные этим путем плиты обладают высокой прочностью.

Плиты Шефера могут быть применены не только для перекрытий, но и для стен, причем сопряжение перекрытия со стенами может быть осуществлено с помощью бетонируемых на месте стоек, распределительных балок и пр., образующих монолитный каркас. Детали сопряжений перекрытия со стенами показаны на черт. 381. Промежутки между плитами в стенах заполняются мало-теплопроводными материалами.

§ 43. Расчет „сборных“ перекрытий.

Расчет „сборных“ перекрытий, составленных из отдельных элементов в виде разного рода плит или балок, уложенных в ряд и связанных между собою раствором, производится, в общем, на тех же основаниях, что и пустотелых перекрытий.

Но благодаря непрерывному контролю над качеством бетона и тщательностью выполнения железобетонных элементов на заводе, здесь возможно допускать несколько большие напряжения, чем для конструкций, выполняемых на месте. Так, согласно проекту новых норм, основные допускаемые напряжения для заводских изделий могут быть повышены на 15% для бетона и на 5% для железа.

Затем, сечения элементов должны быть проверены на усилия, возникающие при их подъеме, перевозке и сборке, в предположении невыгоднейших положений элемента. При этой проверке собственный вес элемента вводится с коэффициентом 1,5.

Что касается проверки на скалывание в стенках балок, то такая производится по обычной формуле $\tau = \frac{Q}{b_1 l}$, где b_1 — наименьшая толщина стенки между нейтральной осью и растанутой арматурой.

При наличии в стенке отверстий, не превышающих в длину высоты стенки, а в ширину $\frac{1}{2}$ полной высоты сечения, касательные напряжения определяются по формуле

$$\tau = \frac{c}{c-l} \cdot \frac{Q}{b_1 l},$$

где c — расстояние между центрами отверстий, а l — длина отверстий вдоль балок.

Обособленно стоят перекрытия из решетчатых элементов.

Расчет балок Вазинтини производится подобно железным и деревянным решетчатым фермам в предположении шарнирного сочленения элементов и передачи нагрузки через верхние узлы. При этом усилия в стержнях, при треугольной системе заполнения, как известно, будут:

а) сжимающее усилие m -ой панели верхнего пояса

$$O_m = - \frac{M}{h};$$

б) растягивающее усилие m -ой панели нижнего пояса

$$U_m = + \frac{M'}{h};$$

в) усилия в раскосах, сходящихся в нижних узлах, равные по величине, но обратные по знаку:

$$D_m = - D'_m = \frac{Q_m}{\cos \alpha}.$$

Напряжения в элементах балки определяются следующим образом:

Для растянутых раскосов и панелей нижнего пояса — разделением соответствующего усилия на площадь сечения арматуры; для сжатых раскосов — разделением соответствующих усилий на площадь поперечного сечения бетона и для верхнего пояса — разделением усилия в соответствующей панели на приведенную площадь поперечного сечения пояса.

В виду небольших длин элементов по сравнению с их поперечными размерами, проверка на продольный изгиб в сжатых частях обыкновенно не требуется.

В таблице X* в качестве ориентировочного материала приведены размеры балок Визинтини (с треугольной решеткой) для гражданских сооружений, для различных пролетов от 2 до 6,035 м, исчисленные на полезную нагрузку в 250 кг/м², ширина всех балок одинаковая — 0,20 м.

ТАБЛИЦА X.

Данные для балок Визинтини разных пролетов.

№№ типов балок	Величины					Расстояние между центрами тяжести арматуры поясов в м	Расстояние между узлами (звеньями панелей) в м	Число панелей	Вес балок на погонный метр в кг	Приведенная площадь сечения в верхнем поясе (1 прут $\varnothing 4$ мм) в см²	Площадь сечения раскосов, работающих на сжатие, в см²	Диаметр железной арматуры в мм
	Пролет балок в м	Полная высота балок в м	Толщина верхнего пояса в м	Толщина нижнего пояса в м	Толщина раскосов в м							
1	2,00	0,15	0,025	0,025	0,015	0,125	0,25	8	33	51	30	7
2	2,50	—	—	—	—	—	—	10	—	—	—	8
3	3,00	—	—	—	—	—	—	12	—	—	—	9
4	3,50	—	—	—	—	—	—	14	—	—	—	11
5	3,72	0,18	—	—	—	0,155	0,31	12	34	—	—	10
6	4,03	—	—	—	—	—	—	13	—	—	—	11
7	4,34	—	—	—	—	—	—	14	—	—	—	12
8	4,65	—	—	—	—	—	—	15	—	—	—	13
9	4,96	—	—	—	—	—	—	16	—	—	—	14
10	5,04	0,21	0,03	0,03	0,02	0,18	0,36	14	39	61	40	—
11	5,40	—	—	—	—	—	—	15	—	—	—	15
12	5,68	—	0,035	—	—	0,1775	0,355	16	41	71	—	16
13	6,035	—	—	—	—	—	—	17	—	—	—	17

Примечание. Величина полезной нагрузки на 1 м балки составит

$$q = 0,2 \times 250 = 50 \text{ кг.}$$

Усилия в решетке и плитах перекрытия Шефера также легко могут быть определены аналитически, или графически, при помощи диаграммы Крмона.

* „Цемент, камень и железо“, №№ 9—10, 1910.

ГЛАВА

СТОЙКИ, СТОЛБЫ И КОЛОННЫ.

§ 44. Типы колонн.

По конструкции, вернее, по роли арматуры, железобетонные столбы и колонны могут быть подразделены на следующие 3 типа:

1) обыкновенные железобетонные стойки и столбы с арматурой из продольных стержней и поперечных хомутов;

2) колонны со спиральной арматурой— „бетон в обойме“ (системы Консидера и Абрамова);

3) колонны с чугунным сердечником и спиральной арматурой— „чугун в обойме“ (система Эмпергера).

Последний тип колонн, по существу, представляет разновидность 2-го типа.

Еще можно указать на четвертый тип колонн, — правда, не получивший еще практического применения, — так называемую систему „свободных связей“ Некрасова, с арматурой в виде отдельных тонких поперечных стержней, размещенных в достаточном количестве в поперечных сечениях колонны.

Об основном различии работы арматуры в перечисленных типах колонн было уже сказано в главе 1, на стр. 26—37; в дальнейшем, при рассмотрении каждого из этих типов, будут приведены и те опытные исследования, которые оказали то или иное влияние на окончательную конструкцию и способ их расчета.

Что касается выбора той или другой конструкции колонн, то он всецело находится в зависимости от назначения здания (помещения), величины, передаваемой на опоры нагрузки и от архитектурных требований.

При одной и той же величине нагрузки, первый тип колонн дает наибольшее поперечное сечение, третий — наименьшее, а второй в этом отношении занимает среднее место.

Как показали опыты последнего времени, еще большего уменьшения поперечного сечения железобетонных колонн можно достигнуть постановкой из высокопрочного железа сильной продольной арматуры (система Б. Бауера), сопротивление которой обеспечивается особыми поперечными связями и машинной оплуровкой; здесь жесткий стальной каркас является главной несущей частью колонны. *

А. СТОЙКИ И СТОЛБЫ С ОБЫКНОВЕННОЙ АРМАТУРОЙ.

§ 45. Опытные исследования.

Опыты над раздавливанием образцов из разных материалов и в частности из бетона показывают, что разрушение их представляет сложное явление и зависит не от одного только раздробления материала.

* Преимущества этой системы особенно ценны при постройке высоких скелетных зданий, в которых обычные железобетонные колонны сильно стесняют помещения в нижних этажах, и потому в таких случаях применяли почти исключительно стальные колонны с огнезащитной оболочкой.

При постепенно возрастающей нагрузке, на боковых поверхностях раздавливаемого образца появляются трещины, которые, постепенно углубляясь, производят затем отколы материала в виде четырехгранных пирамид, основаниями которых служат ненагруженные боковые поверхности образца, а между зажимами прессы остаются две усеченные пирамиды обращенные вершинами одна к другой (черт. 362)*.

Таким образом площадь образца работающая на раздавливание, сразу значительно уменьшается, и, следовательно, напряжение соответственно возрастает, а затем обе пирамиды, разрушаясь, внедряются одна в другую. При этом замечено, что угол заострения этих пирамид, при прочих равных условиях, почти не зависит от высоты образца, оставаясь почти одинаковым для кубических и призматических образцов. Поэтому, при раздавливании образцов с одинаковым поперечным сечением, но с разными высотами, ослабление поперечного сечения при откалывании боковых призм будет гораздо значительнее для высоких образцов; при некотором же определенном отношении высоты образца к поперечному его измерению, вершины обращенных друг к другу пирамид обратятся в точку, и разрушение произойдет только за счет отколов боковых призм. Это предельное отношение для бетона, по опытам Залигера (Saliger), равно 1,43.

Описанный характер разрушения бетонных образцов приводит к заключению:

1) что сопротивление раздавливанию, а следовательно, и допускаемое напряжение для призматических образцов будет меньше, чем для кубических, и, как показали опыты (фирмы Вайс и Фрейтаг) и исследования Клейнлогеля, временное сопротивление

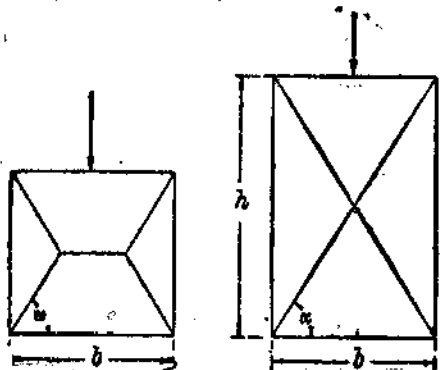
для стоек составляет 0,70—0,85 от такового для кубиков, при одинаковом качестве бетона, и

2) что непосредственной причиной разрушения образцов является поперечное растяжение, сопутствующее продольному сжатию и вызывающее откалывание материала с боков.

Наклонное же расположение трещин, вызывающих отколы материала с боков, получается вследствие наличия трения между наружными гранями образца и зажимными плитами, которое препятствует расширению образца у этих граней. Это подтвердили опыты Фёппля (Foerpl) и Менажэ (Mespager), которые показали, что при уменьшении трения (посредством смазки) между поверхностями образца и зажимных плит можно получить раскалывание сжимаемых образцов по направлениям, параллельным давлению, наглядно указывая, что непосредственной причиной разрушения образцов является поперечное растяжение.

Таким образом, одновременно с укорочением стойки происходит и ее поперечное расширение. Отношение продольного укорочения (ϵ) к поперечному расширению (ϵ_r), т. е. $\frac{\epsilon}{\epsilon_r} = m$ (число Пуассона) изменяется с напряжением бетона (по опытам Германской железобетонной комиссии—от 12 до 5); оно в значительной степени зависит также от качества бетона; хорошему бетону (при одинаковой нагрузке) отвечает меньшее число m ; оно тем больше приближается к 3—5, чем прочнее бетон.

При армировании образцов продольными отержнями, связанными между собой в поперечном направлении, характер разрушения их остается в общем тот же (косые плоскости разрушения и образование пирамид)



Черт. 362.

как и для чистого бетона, но величина разрушающего груза возрастает. При этом прочность самого бетона, вследствие поперечных связей (хомутов), расположенных на обычных расстояниях, если и увеличивается, то только весьма немного*, так что сопротивляемость такой железобетонной призмы складывается из сопротивления сжатию бетонной призмы и из сопротивления продольных стержней, принимающих на себя часть нагрузки.

Роль хомутов сводится, главным образом, к обеспечению продольных стержней от преждевременного их выпучивания, и, без их наличия, одни продольные стержни едва ли могли бы увеличить сопротивляемость бетонной призмы, в виду ничтожного сопротивления этих стержней продольному изгибу. Правда, при малых нагрузках, бетон, окружающий эти стержни, тоже несколько предохраняет их от выпучивания, но при больших нагрузках он уже не может оказать какого-нибудь противодействия боковому выпучиванию стержней.

Следовательно, для надлежащей работы железобетонной призмы требуется, чтобы вкладываемые в бетон продольные стержни были бы совершенно прямыми и связывались бы между собою хомутами на достаточно близких расстояниях.

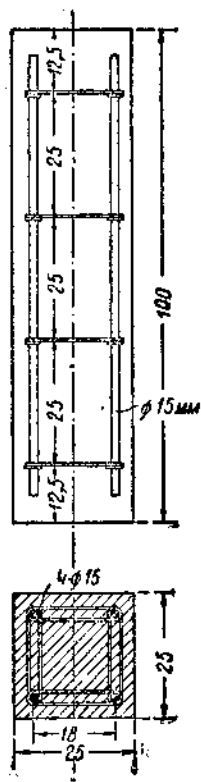
Прежде считали, что сопротивление армированной призмы, с расстояниями между хомутами, равными толщине ее, равно сопротивлению бетонных кубиков, полагая, что в таком случае поперечное расширение между хомутами будет происходить, как у кубиков, между зажимными плитами прессы.

Однако, опыты не подтвердили этого предположения, потому что силы трения между упомянутыми плитами действительно препятствовали поперечному расширению кубиков, тогда как хомуты в призме могут быть выгнуты наружу, без особого сопротивления**.

Продольная арматура, установленная в колонне, делает ее также способной сопротивляться изгибу, что в действительности имеет большое значение, так как в гражданских зданиях, вследствие жесткого соединения прогонов с колоннами, последние обыкновенно подвержены и изгибу.

Далее опыты показали, что содержание продольной арматуры в слишком малом количестве, а именно менее 0,8%, оказывает незначительное влияние на работу бетонного столба и практически едва-ли можно его рассматривать как железобетонный; другим же пределом является 2%, так как большее количество железа приносит сравнительно мало пользы.

Действительно, по опытам Баха со стойками сечением 25×25 см и длиной 1 м, с различным содержанием арматуры, при расстоянии между поперечными связями, равными толщине стойки (черт. 363), относительные временные сопротивления стоек были таковы:



Черт. 363.

	Действительные	По расчету
Для бетонных стоек	1	—
Для железобетонных, с содержанием продольной арматуры 1,14%	1,19	1,17
то же 2,04%	1,21	1,31
то же 4,80%	1,34	1,71
Для бетонного кубика	1,24	—

* Опыты Залитора показали, что с уменьшением расстояния между хомутами прочность несколько увеличивается, т. е. хомуты все же влияют на уменьшение поперечного расширения стойки.

** E. Mörsch. Der Eisenbetonbau, Bd. I H. 1. 1923, S. 166.

Во втором столбце приведены относительные расчетные результаты, определенные по приведенной площади, при $n = 15$.

Из этих данных видно, что при содержании арматуры до 2% расчетное распределение напряжений между бетоном и арматурой близко к действительному, даже при напряжениях, достигающих временного сопротивления, что увеличение арматуры свыше 2% является неэкономичным, так как в малой степени увеличивает сопротивление железобетонной стойки, и что введением целесообразной арматуры можно получить сопротивление стоек равным сопротивлению кубических образцов.

Опытным же путем были выяснены предельные расстояния между хомутами, а также и целесообразная форма последних, о чем попутно будет сказано ниже, при рассмотрении конструкций этих столбов.

§ 46. Конструкция стоек (столбов).

Поперечное сечение железобетонных стоек и столбов чаще всего делается квадратным (нередко со срезанными углами), в виду простоты устройства форм и удобства соединения их с балочными конструкциями. Круглое и многоугольное сечения применяются только в очень редких случаях; прямоугольные сечения — в особых случаях, при внецентренной нагрузке (в жестких рамах).

Размер сечения столбов колеблется, в зависимости от нагрузки и длины, от 20×20 см* до 70×70 и больше.

По Германским нормам стойки, поперечное сечение которых менее 25×25 см, или высота (высота этажа) более 20-кратной наименьшей толщины сечения, допускаются только в виде исключения, во избежание продольного изгиба.

Продольная арматура состоит обыкновенно из круглых стержней, диаметром от 12 до 40 мм, которые ставятся симметрично относительно сечения и параллельно друг другу. Они располагаются возможно ближе к периферии столба, чтобы увеличить его сопротивление на изгиб от действия внецентренной нагрузки и случайных боковых усилий, и в то же время расстояние от стержней до наружной грани не должно быть менее 20 мм** для обеспечения железа от ржавления и действия огня при пожаре; в сооружениях, требующих особого обеспечения в противопожарном отношении или подверженных постоянному влиянию сырости, расстояние это увеличивается до 30 и даже до 40 мм (§ 60 Вр. норм).

Число продольных стержней зависит от нагрузки, приходящейся на стойку, и от сечения, которое можно ей дать по другим конструктивным, или эстетическим соображениям. Установка более 4-х стержней имеет практическое значение при поперечных сечениях более 35 см.

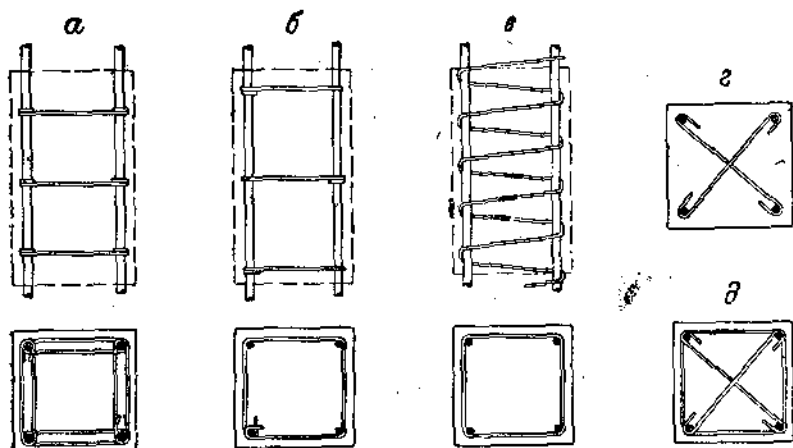
Хомуты (поперечные связи) ставятся без расчета и делаются из проволоки, толщиной 5—8 (10) мм, причем они должны плотно прилегать к продольной арматуре и связываться с ней вязальной проволокой. Они конструируются различно (черт. 364), а именно: или стержни связываются двойными хомутами попарно (а), или перевязывают их цельной проволокой, которая обходит все стержни (б), или же вместо отдельных связей огибают продольные стержни одним непрерывным стержнем по винтовой линии (в). Диагональные связи (г) не применяются одни, а только чередуясь с хомутами, охватывающими все стержни (д).

Как показали опыты, вполне рациональной формой являются простые одиночные хомуты, охватывающие все стержни извне (черт. 364б), с крюками, загнутыми за продольные стержни; места замков хомутов должны чередоваться по высоте. Одновременное применение (при одинаковом сечении) хомутов по периметру и по диагоналям, а также и расположение их поочередно дали менее благоприятные результаты.

* Американские нормы для колонн, не проходящих через этажи, допускают наименьший размер 15×15 см.

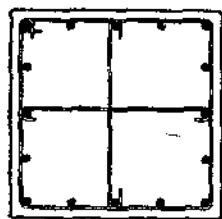
** По Американским нормам — не менее 3,8 см.

Вообще же надо заметить, что влияние применения разнородных хомутов на прочность стойки (столба) имеет, без сомнения, меньшее значение, чем большая или меньшая тщательность бетонирования ее.



Черт. 364.

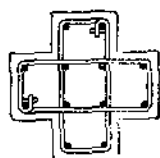
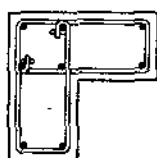
При больших сечениях столбов, кроме основных хомутов, идущих по периметру, ставятся еще дополнительные хомуты (черт. 365 и 366) для предохранения от выпучивания промежуточных стержней. Расстояние между дополнительными хомутами может быть в 2 и даже в 3 раза больше, чем между основными, считая, что основные хомуты отчасти уже предохраняют промежуточные стержни от выпучивания.



Черт. 365.



Черт. 366.



Черт. 367.

Форма хомутов по черт. 366 меньше мешает бетонированию, чем по черт. 365, при забрасывании бетона сверху.

При сложных формах сечения столбов (черт. 367) хомуты выполняются из нескольких пересекающихся частей; хомуты со входящими углами не должны применяться.

Для использования сопротивления сжатию продольных стержней, необходимо, чтобы расстояния между хомутами не превосходили некоторой величины.

Предельная величина этих расстояний, проверенная путем опыта, в нормах разных стран определяется не вполне одинаково.

По Вр. нормам, расстояние между хомутами не должно превосходить наименьшего размера поперечного сечения* и не быть более 10-кратного диаметра продольных стержней**. По Германским нормам, последний предел установлен в 12 диаметров.

Обыкновенно это расстояние берется от 15 до 30 см***.

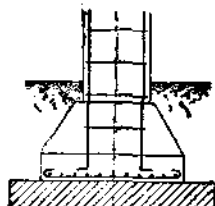
* Этот наименьший размер всегда считается по линии, проходящей через центр тяжести сечения.

** По проекту Новых норм — не более 15-кратного диаметра продольных стержней и не более наименьшего поперечного размера колонны; в местах стыков поперечной арматуры — не реже, чем через 10d.

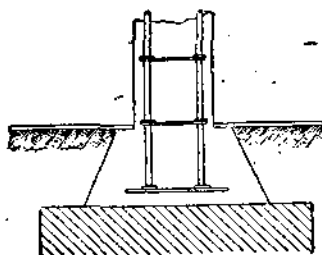
*** По Американским нормам — не более 20,3 см.

Содержание продольной арматуры обычно колеблется от 0,8 до 2% и доходит при длинных столбах и колоннах до 3% от площади сечения.

При переходе от столба к фундаменту обычно делается уширение (база, подколонник), имеющее обыкновенно форму усеченной пирамиды



Черт. 368.



Черт. 369.

(черт. 27, 368), с целью передать фундаменту давление в допускаемых для него напряжениях. Фундамент столба устраивается или в виде бетонного или бутового массива (уширяющегося уступами), или же в виде железобетонной плиты (черт. 368а)*.

Концы вертикальных стержней пропускаются в базу или фундамент колонны и заканчиваются обычно крюками, передавая давление бетону в силу сцепления.

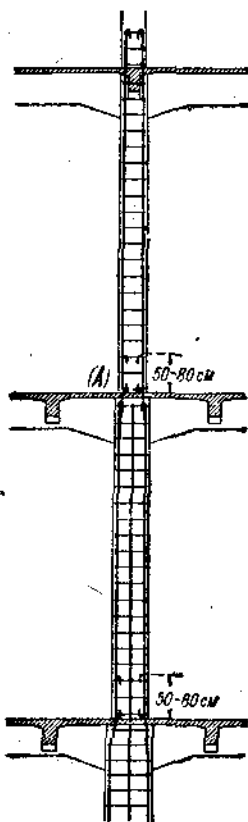
Прежде применявшаяся решетка из плоского железа, на которую устанавливались продольные стержни (черт. 369), в настоящее время признается ненужной.

Что касается шарнирных сопряжений стоек с фундаментами, то таковые будут рассмотрены в главе о рамных конструкциях.

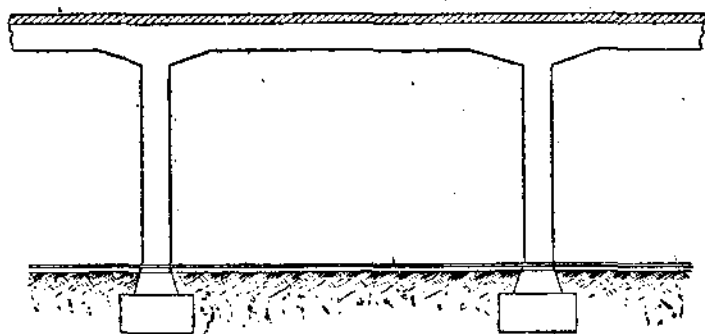
При сквозных колоннах, проходящих через несколько этажей здания сечения их уменьшаются кверху, соответственно с уменьшением нагрузки (черт. 370).

При этом, при наращивании, продольные стержни нижней колонны несколько отгибаются и пропускаются в верхний этаж (на 50—80 см), а концы их заггибаются крюками. При толстых колоннах с числом продольных стержней более 4-х достаточно, если пропускается вверх только часть стержней, а другая — оканчивается ниже плиты перекрытия (черт. 370, А).

При указанном способе сопряжения, стержни верхнего этажа будут передавать давление стержням нижнего этажа через окружающий их бетон колонны,



Черт. 370.



Черт. 371.

* Подробности в главе о фундаментах и основаниях.

которая в этом переходном месте усиливается плитой перекрытия. Концы стержней можно также обязать проволокой*.

Углы столбов рекомендуется, во избежание откалывания, предохранять, где следует, угловым железом.

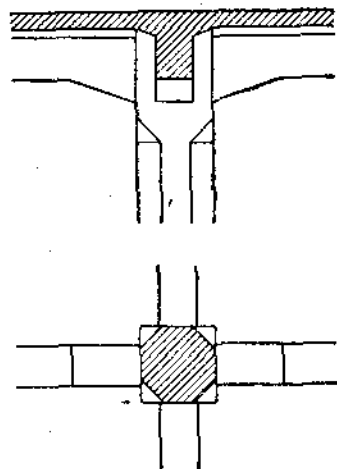
При ребристых перекрытиях верхняя часть стойки обыкновенно оканчивается значительным уширением, представляющим не что иное как „вуты“ соединенной с ней неразрезной балки, с которой стойка составляет одно целое (черт. 371).

По архитектурным соображениям могут быть и другие очертания сопряжения столбов с перекрытием, как например по черт. 372.

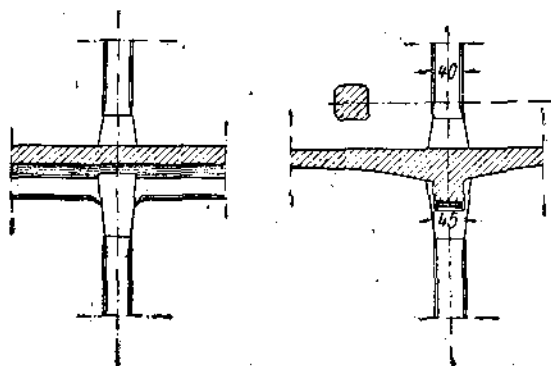
При многоугольных и круглых колоннах головы их обыкновенно делаются квадратного сечения как для увеличения опорной площади, так и для упрощения опалубки в месте пересечения ребер и прогонов (черт. 373).

В случае свободно-стоящих столбов рекомендуется расширение верха в виде капители для поддержания балок — железных (черт. 374) или железобетонных.

Формы капителей колонн при безбалочных (грибовидных) перекрытиях были приведены выше (см. безбалочные перекрытия, черт. 315, 316, 317, а также черт. 323, 328 и 329).



Черт. 373.



Черт. 372.

Ниже приводятся первоначальные „системы“ железобетонных колонн, утративших в настоящее время свое практическое значение.

Система Геннебика. Продольные стержни из круглого железа; по высоте их, через каждые 20—50 см идут горизонтальные связи из плоских планок, толщиной 2—5 мм, с отверстиями для продольных стержней (черт. 375и 376).

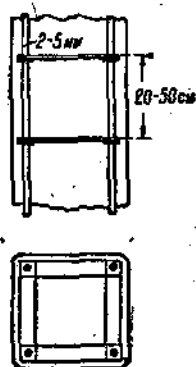
Недостаток этих связей тот, что они прерывают бетонную массу на относительно большой части сечения столба и тем способствуют образованию трещин, если столб будет подвержен изгибу; кроме того, работа с ними труднее и обходится она дороже, чем при хомутах из круглого железа.

В системе Буссилона поперечные связи делались из обручного железа, поставленного на ребро и огибающего стержни попарно (черт. 377).

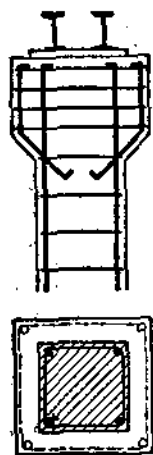
В системе Дегона поперечные связи выполнялись из проволоки, изогнутой в форме креста (черт. 378).

Система Матрая. Это единственная система, в которой отсутствуют поперечные связи. Столб, вообще многогранного сечения, усилен несколькими изогнутыми стержнями, расположенными в диаметральных плоскостях; концы стержней укрепляются к балкам или к основанию (черт. 379).

Не останавливаясь на рассмотрении рациональности кривой арматуры, можно заметить, что она, во



Черт. 375.



Черт. 374.

* Производившееся в прежнее время наращивание стержней впритык, с надеванием на стык небольшого куска газовой трубы в виде муфты, теперь редко применяется.

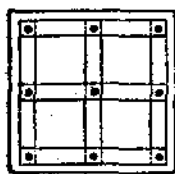
в любом случае, как показали опыты, усиливает бетонный столб в отношении сопротивления его изгибу. Впрочем, имеются варианты этих столбов, в которых сопротивление железа утилизировано

более правильно, а именно — к кривой арматуре прибавлены двутавровые или угловые стойки, расположенные вертикально по углам (черт. 380).

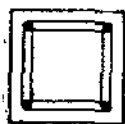
В заключение заметим, что иногда для столбов большой грузоподъемности при малом поперечном сечении находит применение жесткая арматура — из уголков, швеллеров и других профилей, свя-

занных планками (черт. 381). В этом случае бетон по существу, является огнестойкой защитой железной конструкции колонны.

Для предотвращения отскакивания бетона от железных частей, последние нередко окружают сеткой Монье, Рабица или — из цельно-решетчатого металла (черт. 382).



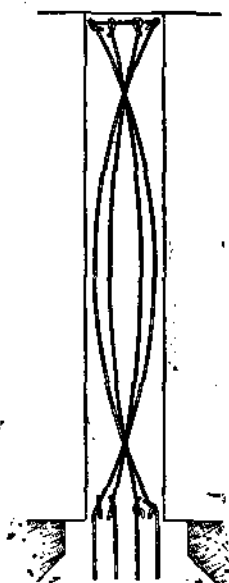
Черт. 376.



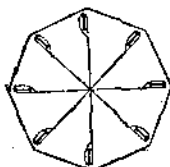
Черт. 377.



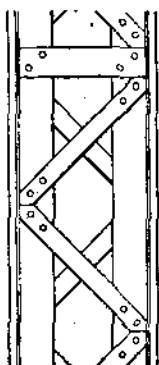
Черт. 378.



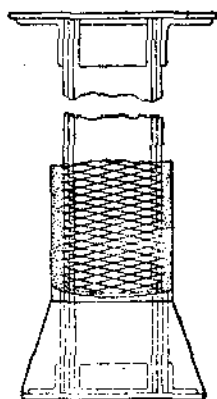
Черт. 379.



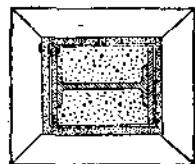
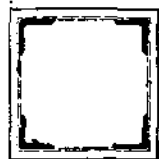
Черт. 380.



Черт. 381.



Черт. 382.



§ 47. Расчет стоек (столбов) с центральной нагрузкой.

При нагрузке P , действующей по оси стойки или колонны, расчет последних основывается на предположениях, что сжимающая сила распределяется на все сечение бетона и на железные стержни, что, вследствие равенства продольных деформаций (укорочений) бетона и арматуры, возникающие в них напряжения относятся между собою как их модули упругости и что модуль упругости бетона остается постоянным.

При таких условиях можно написать два уравнения:

$$P = F_b \sigma_b + F_a \sigma_a$$

$$\epsilon_b = \epsilon_a = \frac{\sigma_b}{E_b} = \frac{\sigma_a}{E_a},$$

откуда

$$\sigma_e = \frac{E_e}{E_b} \cdot \sigma_b = n \sigma_b$$
$$P = \sigma_b (F_b + n F_e). \quad (121)$$

При расчетах F_b принимается, обычно, равным полному поперечному сечению колонны без вычета сечения продольных стержней. Эта неточность, в виду относительно малой площади сечения стержней, не имеет практического значения.

При данных размерах колонны, для отыскания напряжений, из уравнения (121) имеем:

$$\sigma_b = \frac{P}{F_b + n F_e} \quad (122)$$

$$\sigma_e = n \sigma_b = \frac{n P}{F_b + n F_e}. \quad (123)$$

Обычно предельные допускаемые напряжения для бетона на простое сжатие (без изгиба) принимаются от 35 до 50 кг/см². *

Что касается напряжения в арматуре, то оно, как видно из формулы (123), всегда равно $n \sigma_b$, т. е. оно не может быть, например, больше $15 \cdot 50 = 750$ кг/см², что меньше 1250 кг/см².

Следовательно, при проверке напряжений, решающим является определение напряжения бетона.

Для определения поперечных размеров при данных напряжениях, простая формула получается в зависимости от процентного содержания продольной арматуры (p), т. е. полагая $F_e = \frac{p}{100} \cdot F_b$. Тогда из формулы (121) имеем:

$$P = \sigma_b F_b \left(1 + \frac{np}{100} \right),$$

откуда

$$F_b = \frac{P}{\sigma_b \left(1 + \frac{np}{100} \right)}. \quad (124)$$

При квадратном сечении столба со стороной b :

$$b = \sqrt{F_b} = \sqrt{\frac{P}{\sigma_b \left(1 + \frac{np}{100} \right)}},$$

Как показали опыты (стр. 271), эта формула справедлива для p не более 2 — 3%.

По Вр. нормам, p не должно превышать 3% от всего сечения.

По Вр. нормам НКПС, кроме того, устанавливается для частей, работающих на сжатие, минимальное содержание арматуры в 0,5%, причем, при меньшем содержании железа, таковое не должно вводиться в расчет.

По проекту новых норм, p не менее 0,5% и не более 3%, причем в тех случаях, когда сечению придается по конструктивным, архитектурным и другим соображениям большие размеры, чем это требуется по статическому расчету, сечение арматуры не увеличивается, а остается то, кото-

* В зависимости от марки бетона (по Единым нормам 1930 г.).

По Германским нормам в обыкновенных случаях: при нормальном цементе $\sigma_b = 35$ кг/см² и при высокопрочном 45 кг/см².

рое получилось по статическому расчету, однако не менее 0,2% от действительного сечения *.

Принимая разное процентное содержание железа и пользуясь формулой (124), можно составить такую таблицу:

ТАБЛИЦА XI
для подбора сечений столбов с обыкновенной арматурой.

p	Поперечное сечение бетона F_b в см ²	Поперечное сечение арматуры F_a в см ²	Поперечное сечение бетона F_b для p в тоннах при					
			$\sigma_b = 50$ кг/см ²	$\sigma_b = 45$ кг/см ²	$\sigma_b = 40$ кг/см ²	$\sigma_b = 35$ кг/см ²	$\sigma_b = 30$ кг/см ²	$\sigma_b = 25$ кг/см ²
0,5	$\frac{P}{1,075\sigma_b}$	$\frac{F_a}{200}$	8,6P	20,7P	23,3P	26,6P	31,0P	37,2P
0,8	$\frac{P}{1,12\sigma_b}$	$\frac{F_a}{125}$	17,9P	19,8P	22,3P	25,5P	29,8P	35,7P
1,0	$\frac{P}{1,15\sigma_b}$	$\frac{F_a}{100}$	17,4P	19,3P	21,7P	24,8P	29,0P	34,8P
1,25	$\frac{P}{1,17\sigma_b}$	$\frac{F_a}{80}$	16,8P	18,7P	21,0P	24,1P	28,1P	33,7P
1,50	$\frac{P}{1,25\sigma_b}$	$\frac{F_a}{67}$	16,3P	18,1P	20,4P	23,3P	27,2P	32,7P
1,75	$\frac{P}{1,26\sigma_b}$	$\frac{F_a}{57}$	15,9P	17,6P	19,8P	22,7P	26,5P	31,75P
2,00	$\frac{P}{1,30\sigma_b}$	$\frac{F_a}{50}$	15,4P	17,1P	19,2P	22,0P	25,6P	30,8P

При проектировании столбов, проходящих через несколько этажей, можно придерживаться следующих правил: 1) содержание арматуры для столбов верхнего этажа принимать наибольшее — 2%, а для столбов нижнего этажа наименьшее — 0,8%, для промежуточных же этажей примерно 1,75%, 1,5%, 1% и т. п., в зависимости от числа этажей, и 2) так как одновременная расчетная нагрузка всех этажей, в действительности редко может встретиться, то напряжение для бетона можно принимать: наименьшее, например, 30 — 35 кг/см², для столбов верхнего этажа и наибольшее, например, 45 кг/см² — для нижнего этажа и промежуточные значения напряжений для столбов промежуточных этажей. Запас прочности в верхних, более легких, столбах необходим и потому, что на них более чувствительно отражаются дополнительные напряжения от изгиба, вследствие внецентренной нагрузки, передаваемой через посредство при-
мыкающих к ним балок и от действия ветра.

Кроме того, при выборе процентного содержания арматуры, принимаются во внимание еще следующие соображения: если желательно иметь малые размеры поперечного сечения, то берется больший процент арматуры; но, если внешние размеры столба ничем не стеснены, то выгоднее брать слабую арматуру, так как увеличение грузоподъемности столба при помощи увеличения сечения продольной арматуры невыгодно в смысле увеличения стоимости, на что влияет и невозможность полностью использовать допускаемое напряжение железа на сжатие.

* По Австрийским нормам p установлено в пределах от 0,8% до 3%, излишек сверх 3% принимается в размере одной трети.

По Германским нормам p должно быть не более 3% и не менее 0,8%, при отношении высоты колонны к наименьшему размеру сечения $\frac{h}{b} \geq 10$ и не менее 0,5% при отношении $\frac{h}{b} = 5$ (промежуточные значения получаются интерполяцией).

По Американским нормам p не должно быть менее 0,5% и не свыше 2%.

Согласно Единым нормам 1930 г., при расчете сжатых элементов, гибкость которых $\frac{l}{b} > 14$, расчетная нагрузка повышается умножением на коэффициент k , определяемый по формуле:

$$k = 0,7268 + 0,000139 \left(\frac{l}{i} \right)^2, \quad (125)$$

где

l — расчетная длина сжатого элемента,

i — радиус инерции сечения железобетонного элемента, получающийся из i_0 невооруженного элемента по формуле*

$$i^2 = i_0^2 \cdot \frac{1 + 28,8\alpha}{1 + 15\alpha},$$

в которой $\alpha = \frac{F_s}{F_b}$ коэффициент армирования.

В таблице XII приведены значения коэффициента k для стоек прямоугольного сечения, в зависимости от отношения расчетной длины l к меньшей стороне сечения b и от % содержания арматуры.

ТАБЛИЦА XII

значений коэффициента k для расчета на продольный изгиб стоек прямоугольного сечения.

$\frac{l}{b}$	Процентное содержание арматуры				
	1%	1,5%	2%	2,5%	3%
16	1,110	1,095	1,083	1,072	1,062
18	1,212	1,193	1,177	1,163	1,152
20	1,326	1,302	1,282	1,266	1,251
22	1,452	1,423	1,399	1,379	1,361
24	1,590	1,555	1,527	1,503	1,482
26	1,740	1,699	1,666	1,637	1,613
28	1,902	1,854	1,815	1,783	1,755
30	2,076	2,021	1,977	1,939	1,907

Как видно из таблицы, % содержание арматуры мало влияет на величину k .

Что касается расчетной длины стойки l , то она находится в зависимости от устройства концов ее и составляет от полной длины l_0 следующую часть:

$l = l_0$ — при шарнирном устройстве концов;

$l = 0,7 l_0$ — при частичном закреплении концов и в рамных конструкциях;

$l = 0,5 l_0$ — при закреплении обоих концов;

$l = 2 l_0$ — при закреплении конце внизу и свободном вверху (мачты).

По Германским нормам — при расчете колонн в гражданских зданиях за расчетную длину l принимается полная высота этажа.

По Вр. нормам 1926 г., при расчете сжатых стоек и иных сжатых элементов, расчетная длина конк превосходит более чем в 15 раз наименьший поперечный размер сечения, понижается допускаемое напряжение на сжатие умножением на коэффициент φ , равный

$$\varphi = \frac{1}{1 + 0,0001 \left(\frac{l}{i} \right)^2},$$

где

l — расчетная длина;

i — наименьший радиус инерции сечения, равный $\sqrt{\frac{J}{F_b}}$, причем J — приведенный момент инерции ($J = J_b + nJ_s$).

* Исправленной по § 23 проекта новых норм.

ТАБЛИЦА XIII

значений коэффициента φ для расчета на продольный изгиб стоек прямоугольного сечения

$\frac{l}{b}$	Процентное содержание арматуры							
	0,5%	1%	1,5%	2%	2,5%	3%	3,5%	4%
14	0,815	0,819	0,823	0,826	0,829	0,831	0,833	0,835
16	0,771	0,776	0,780	0,784	0,787	0,790	0,792	0,794
18	0,727	0,733	0,737	0,742	0,745	0,748	0,751	0,753
20	0,683	0,690	0,695	0,699	0,703	0,707	0,710	0,713
22	0,641	0,647	0,653	0,657	0,662	0,666	0,669	0,672
24	0,600	0,608	0,613	0,618	0,622	0,626	0,630	0,632
26	0,561	0,568	0,574	0,580	0,585	0,588	0,592	0,595
28	0,524	0,531	0,538	0,542	0,547	0,552	0,556	0,559
30	0,489	0,497	0,503	0,509	0,514	0,518	0,522	0,525
32	0,458	0,465	0,471	0,477	0,482	0,485	0,489	0,493
34	0,427	0,435	0,441	0,446	0,451	0,456	0,468	0,462
36	0,400	0,406	0,413	0,418	0,423	0,428	0,430	0,434
38	0,374	0,381	0,388	0,392	0,397	0,401	0,404	0,407
40	0,350	0,357	0,364	0,368	0,373	0,376	0,380	0,383
42	0,328	0,335	0,341	0,346	0,350	0,354	0,357	0,360
44	0,308	0,315	0,320	0,325	0,330	0,333	0,337	0,339
46	0,290	0,295	0,301	0,306	0,310	0,313	0,317	0,319
48	0,273	0,278	0,283	0,288	0,292	0,295	0,299	0,301
50	0,257	0,262	0,267	0,272	0,275	0,279	0,282	0,284

Промежуточные значения φ определяются по интерполяции.

Пример 1. Определить напряжения в бетоне и арматуре железобетонной стойки сечением 35×35 см, с продольной арматурой из 4 $\varnothing 24$ мм (черт. 383); высота стойки $l_0 = 7,00$ м; нижний конец ее заделан в фундамент, а верхний — предполагаем шарнирно-связанным с балками перекрытия. Полная нагрузка, приходящаяся на стойку, — 62 000 кг.

Основное допускаемое напряжение бетона на сжатие 45 кг/см^2 .

Поперечное сечение стойки

$$F_b = 35 \times 35 = 1225 \text{ см}^2.$$

Сечение продольной арматуры

$$F_a = 18,10 \text{ см}^2.$$

Расчетная длина стойки

$$l = 7,0 \times 0,7 = 4,90 \text{ м},$$

% содержание арматуры

$$\frac{100 \cdot F_a}{F_b} = \frac{100 \cdot 18,10}{1225} = 1,48\%.$$

Отношение

$$\frac{l}{b} = \frac{490}{35} = 14,$$

проверка на продольной изгиб не требуется.

Напряжение бетона:

$$(121) \quad \sigma_b = \frac{P}{F_b + n F_a} = \frac{62000}{1225 + 15 \cdot 18,10} = 43,5 \text{ кг/см}^2.$$

Напряжение арматуры:

$$(122) \quad \sigma_a = n \sigma_b = 15 \cdot 43,5 = 652 \text{ кг/см}^2.$$

Таким образом стойка обеспечена от продольного изгиба, бетон напряжен почти до предела, а железо использовано только наполовину.

Пример 2. Определить допускаемую нагрузку на железобетонную стойку сечением 30×30 см и с арматурой $4 \varnothing 22$ мм = $15,21$ см². Расчетная длина стойки — 6,00 м.

Основное допускаемое напряжение бетона на сжатие — 35 кг/см².
Отношение

$$\frac{l}{b} = \frac{600}{30} = 20 > 14,$$

т. е. необходима проверка на продольный изгиб.

$$p = \frac{15,21 \cdot 100}{30 \cdot 30} = 1,69\%.$$

По таблице XII: для $\frac{l}{b} = 20$ и $p = 1,69\%$. Коэффициент $k = 1,294$.

Таким образом по Единым нормам на стойку можно допустить нагрузку:

$$(97) \quad k \cdot P = \sigma_b (F_b + n F_a) = 35 (900 + 15 \cdot 15,21)$$

$$P = \frac{39480}{1,294} = 30510 \text{ кг.}$$

Пример 3. Определить размеры сечения квадратной стойки в верхнем этаже здания, при расчетной длине 3,8 м и общей нагрузке на нее $P = 25000$ кг.

Принимаем содержание арматуры в 2% и допускаемое напряжение 35 кг/см².

По формуле (124) или таблице XI:

$$F_b = \frac{25000}{1,30 \cdot 35} = 641 \text{ см}^2,$$

$$b = \sqrt{641} = 25,3 \text{ см.}$$

$$\frac{l}{b} = \frac{400}{25,3} = 16 > 14.$$

Берем сечение стойки предельным, при котором проверка на продольный изгиб не требуется, т. е.

$$b = \frac{400}{14} = 27 \text{ см.}$$

Сечение арматуры

$$F_a = 27 \cdot 27 \cdot 0,02 = 14,58 \text{ см}^2,$$

т. е.

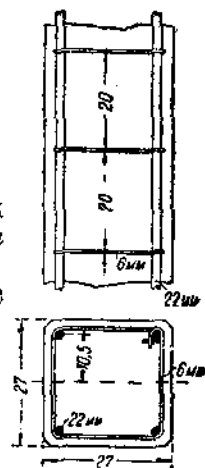
$$4 \varnothing 22, \text{ с } F_a = 15,20 \text{ см}^2.$$

При таких размерах напряжение бетона будет:

$$\sigma_b = \frac{25000}{729 + 15 \cdot 15,20} = 26,1 \text{ кг/см}^2.$$

Расстояние между хомутами (из 6 мм проволоки) не должно быть больше наименьшего поперечного сечения стойки, т. е. не > 27 см и не более 10-кратного диаметра продольных стержней $10d = 22$ см.

Принимаем $e = 20$ см (черт. 384).



Черт. 384.

§ 48. Опытные исследования.

Французский инженер Консидер в 1902 г. впервые предложил для усиления бетона сжатую спиральную арматуру, дав технике материал, известный под названием „beton fretté“, „umschnürter Beton“, „бетон в обойме“.

Применение для вооружения сжатых частей спирали, охватывающей массу бетона, основано, в сущности, на результатах упомянутых выше (стр. 270) опытов Фэйлла и Менаже, — что разрушение каменных образцов, при действии сжимающей силы, вызывается непосредственно поперечными растягивающими усилиями. Как показали последующие опыты, противодействие поперечному расширению сжатого бетона увеличивает окончательное сопротивление образца продольному сжатию.

Первые опыты в этом направлении производил Карман, который, подвергая цилиндрические образцы из мрамора и известняка определенному боковому давлению, при помощи сжатой жидкости, действительно получил увеличение сопротивления образцов продольному сжатию; кроме того, им было установлено, что с этим также связано и соответственно большее укорочение образцов, т. е. камни, находясь в условиях всестороннего давления, получали свойства текучести, пластичности.

Относительно последнего свойства, еще раньше, в 1878 г., проф. геологии Гейм, на основании геологических фактов, пришел к заключению о способности горных пород (на больших глубинах) под влиянием всестороннего сжатия переходить в пластическое состояние; этим объясняются, между прочим, наблюдаемые складки и изгибы в слоях горных пород.

Консидер первый дал этим принципам практическое применение, предложив, с целью вызвать поперечное сжатие железобетонной колонны, обмотку из железной спирали, которая при продольном сжатии будет растягиваться под влиянием поперечного расширения колонны и в свою очередь будет сжимать колонну.

Осветить теоретически действие спиральной арматуры („обоймы“) на основании упругого сопротивления, которое спираль оказывает поперечному расширению при осевом давлении, или на основании образования косых плоскостей скольжения при разрушении, представляется довольно затруднительным.

Для выяснения действия „обоймы“ были произведены многочисленные опыты, из которых наиболее известными являются опыты Консидера, Французской правительственной комиссии, затем опыты Мёрша, Клейнлогеля, Баха, Залигера, Австрийской и Немецкой железобетонных комиссий и др.

Эти опыты подтвердили, что спиральная обойма значительно повышает сопротивление бетона сжатию, а именно она дает увеличение сопротивления колонны примерно в 2,4 раза больше того увеличения, которое дает продольная арматура, при одинаковом количестве железа.

Разрушение стоек из бетона в обойме происходит не путем откалывания боковых пирамид, а путем раздавливания — после заметного увеличения поперечного сечения стойки и значительного продольного укорочения.

При опытах Французской правительственной комиссии, укорочение образцов, при наибольшей нагрузке, получалось в 8—10 мм на 1 м длины (без разрушения бетона), тогда как чистый бетон при укорочении в 1—1,5 мм/м уже близок к разрушению. Чем сильнее спиральная обмотка и чем выше лежит предел текучести железа, тем больше были величины укорочения и разрушающей нагрузки, а следовательно, и степень пластичности; деформации достигали до 30 мм/м, т. е. превосходили таковые в чистом бетоне более чем в 20 раз.

Таким образом, как показали опыты и за пределом временного сопротивления чистого бетона сжатию, после отваливания наружного слоя, прикрывающего спираль, связь в бетоне, заключенном в обойме, не нарушается, и он оказывает возрастающее сопротивление при увеличении нагрузки, пока последняя, наконец, не достигнет той величины, при которой сопротивление бетона сразу ослабевает и нарушается его структура, из-за недостаточного противодействия, оказываемого обоймой, перешедшей предел текучести.

В обычных условиях сопротивление спиральной обоймы растяжению используется лишь незначительно. Действительно, при продольном сжатии стойки ($\varepsilon = \frac{\sigma_b}{E_b}$) относительное поперечное расширение бетона, а также и спиральной обоймы будет

$$\epsilon_1 = \frac{\varepsilon}{m} = \frac{\sigma_b}{m E_b}; \quad (126)$$

следовательно, растягивающее напряжение в железе будет

$$\sigma_{e_1} = E_s \epsilon_1 = \frac{E_s \cdot \sigma_b}{m E_b} = \frac{n}{m} \sigma_b;$$

например, если при продольном сжатии

$$\sigma_b = 45 \text{ кг/см}^2, \quad n = 15 \text{ и } m = 5,$$

то

$$\sigma_{e_1} = \frac{15}{5} 45 = 135 \text{ кг/см}^2,$$

а при напряжении бетона, близком к временному,

$$\sigma_b = 180 \text{ кг/см}^2, \quad \sigma_{e_1} = 3 \cdot 180 = 540 \text{ кг/см}^2.$$

Поэтому, как и подтверждается опытами, для полного использования сопротивления спиральной обоймы (до предела текучести железа) должны потребоваться значительные продольные укорочения и поперечные расширения бетона, причем при продольном сжатии, равном временному сопротивлению бетона, бетонный слой, прикрывающий спираль, начинает отделяться и отваливаться.

Одинаковое действие со спиральной обоймой получается при поперечной арматуре, состоящей из отдельных часто расположенных замкнутых колец.

Наоборот, при квадратной или прямоугольной спирали, а также и при отдельных хомутах, по опытам Мёрша, эффект „обоймы“ получается незначительный, так как радиальные усилия, направленные наружу, не могут вызвать в прямых сторонах хомутов тех кольцевых напряжений, противодействующих расширению ядра, которые имеют место при круговой спиральной или кольцевой арматуре*.

Далее, установлено, что относительный эффект обоймы для жирных бетонов менее значителен, чем для тощих, с меньшим сопротивлением бетона сжатию. Например, по сравнению с обыкновенными железобетонными колоннами, применение спиральной обмотки соответственно увеличивало сопротивление сжатию для жирного бетона на 11%, а для тощего на 49%, т. е. для последнего приращение сопротивления превосходило таковое для первого более чем в 4 раза**. В этом заключается объяснение некоторых противоречий, которые встречаются в литературе.

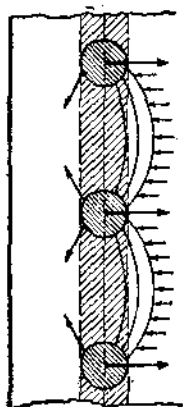
На основании опытов также пришли к выводу, что, при определении грузоподъемности колонн из бетона в обойме, во внимание следует принимать не все поперечное сечение, а только часть его — ядро, заключенное внутри спирали.

* На этом основании Германские нормы не приписывают квадратным и прямоугольным обоймам увеличения сопротивления бетона (§ 18, п. 7).

** Kersten C. Der Eisenbetonbau, Teil 2, 1922, S. 56 — 57.

Рассмотрим теперь те внутренние явления, которые можно представить себе происходящими при загрузке колонны, снабженной спиральной арматурой.

Одновременно с противодействием спирали (упругому) поперечному расширению ядра, бетон, находящийся между витками (в осевом направлении), будет сжиматься сильнее, чем в остальной части, так как он должен будет укоротиться настолько же, насколько укоротится и окружающий бетон, высотой, равной шагу спирали (черт. 385). * Затем, вследствие круглого сечения витков, давление от них на бетон будет передаваться, вообще, не по вертикали, а под некоторым углом к их поверхности. От этого возникнут силы, направленные, прежде всего, наружу и вызывающие, по цилиндрической поверхности между витками, растягивающие напряжения. Эти напряжения и являются причиной, что наружный бетонный слой легко отскакивает от ядра, когда нагрузка перейдет предел образования трещин. Со стороны же ядра косые сжимающие усилия способствуют образованию в бетоне сжатых сводиков, через посредство которых противодействующие силы спиральной обмотки будут передаваться на ядро в виде равномерно-распределенного давления. При слишком большой высоте хода спирали такая передача давления будет затруднена, так как тогда сжатые сводики будут слишком плоскими и влияние такой обмотки на ядро будет теряться.



Черт. 385.

§ 49. Конструкция колонн из бетона в обойме.

1. Колонны Консидера.

Главное преимущество колонн из бетона в обойме, по сравнению с обыкновенными, это их стройность, меньшее поперечное сечение.

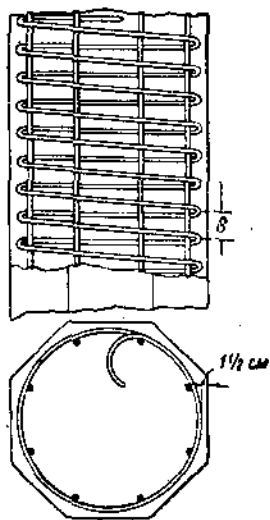
Колонны из бетона в обойме, сообразно с круговой формой спиральной арматуры, имеют обыкновенно поперечное сечение в виде многоугольника (шести-, восьмиугольника), или круга и только в исключительных случаях — в виде прямоугольника.

Спиральная арматура, круговая в плане, располагается вдоль колонны по винтовой линии, охватывая с внешней стороны продольные стержни (черт. 386). Снаружи спиральная обмотка должна быть прикрыта слоем бетона не тоньше 2,0 см и в крайнем случае 1,5 см.

Для спирали применяется железная проволока, толщиной от (6) 10 до 16 мм, расстояние между витками (шаг спирали) берется в пределах от $\frac{1}{5}$ до $\frac{1}{10}$ диаметра бетонного ядра, окруженного спиралью, и в то же время не более 8 см. При одинаковом расходе железа, частая спиральная обмотка из тонкой проволоки производит большее действие, чем толстая спираль с большой высотой шага.

Если сечение прямоугольное (черт. 387), то его снабжают несколькими спиралью, заходящими (в плане) одна за другую.

Как было отмечено выше, вместо спирали может быть применяема также равноценная ей кольцевая арматура (черт. 388), состоящая из отдельных близко лежащих друг к другу колец из круг-

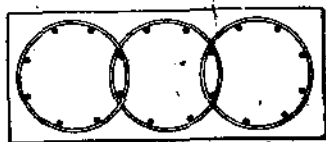


Черт. 386.

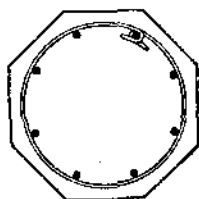
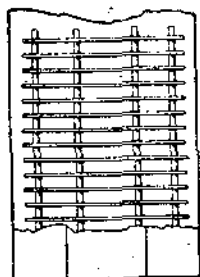
* Mörsch E. Der Eisenbetonbau, Bd. 1, H. 1, 1923, S. 242.

лого железа; в работе она менее удобна и требует больше железа, чем спиральная.

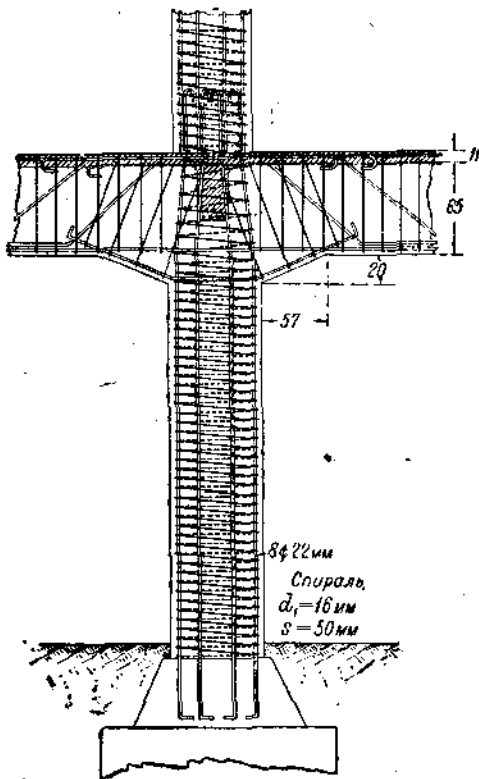
Продольная арматура этих колонн обыкновенно состоит из 6—8 стержней и редко больше (при очень больших сечениях); расстояние между стержнями по окружности должно быть 15—20 см. Площадь сечения продольной арматуры должна составлять не менее 0,8% (0,5%) площади сечения колонны, т. е. как и при обыкновенных столбах. На основании же опытов рекомендуется брать для нее не менее $\frac{1}{3}$ количества железа, употребляемого для спиральной (основной) арматуры. * Общее же сечение продольной и приведенной спиральной арматуры не должно быть



Черт. 387.



Черт. 388.



Черт. 389.

менее 1,5% от площади ядра и доходит до 6%. ** При количестве арматуры, например, в 4%, из них 3% — в виде приведенной спиральной и 1% — в виде продольной арматуры.

Следует заметить, что усиливать колонну (стойку) свыше того, что она может вынести, без появления продольного изгиба, — бесполезно. По опытам Консидера, колонны со спиральной арматурой подвержены продольному изгибу уже при отношении толщины к длине около $\frac{1}{10}$, что объясняется много большей нагрузкой, выдерживаемой этими колоннами.

Поэтому, при большой высоте помещения и сравнительно небольшой нагрузке, предпочтительны обыкновенные квадратные столбы, так как они имеют большую площадь поперечного сечения и больший момент инерции.

Вообще, если не стремиться к особенному уменьшению толщины колонны и вопрос рассматривается, главным образом, с экономической стороны, то следует останавливаться на столбах с обыкновенной арматурой, которые являются более выгодными, особенно при слабой продоль-

* По Вр. нормам отношение площадей продольной и приведенной спиральной арматур должно быть не менее $\frac{1}{3}$ и не более 1.

** По Американским нормам — от 1 до 6%.

Technical drawing of a mechanical assembly, likely a valve or pump component, showing a side view and a cross-section.

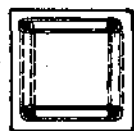
The side view (left) shows a horizontal assembly with a central vertical component. Dimensions include 10, 5,25, 1,75, 60, 35, 40, and labels 'a', 'b', 'c'.

The cross-section (right) shows a vertical component with a horizontal flange. Dimensions include 10, 35, 10, 25, 50, 30, and labels '10 C-D', 'a-b', and '40'.

продольную арматуру и на спиральную обмотку, при которой получается меньшее поперечное сечение колонны.

Спиральная арматура („бетон в обояме“) находит применение не только для колонн, но также и для усиления сжатой зоны всяких, вообще, железобетонных конструкций—в ребристых балках (черт. 390), сводах, решетчатых фермах и в рамных конструкциях.

Видоизменением колонн Консидера является система проф. Н. М. Абрамова. В ней сохранена та же основная идея — заключения бетона в обойму. Вместо непрерывной спирали, охватывающей все продольные стержни колонны, здесь применяется ряд плоских спиралей (в виде зигзагообразной линии), связывающих попарно продольные стержни (черт. 391); при этом вся арматура представляется в виде геометрически неизменяемой системы стержней. Самое изготовление плоских спиралей очень просто и может быть произведено даже при помощи простых приспособлений, применяемых для гнутья обыкновенных хомутов. Первоначально витки спирали наматываются вплотную один к другому (черт. 392), а затем



Черт. 393.

288

отдельные спирали устанавливаются таким образом (черт. 393), чтобы через каждые две смежные спирали могли быть продеты продольные стержни.

Арматура Абрамова может быть приспособлена ко всякому сечению колонны и в том числе к прямоугольному, в чем она имеет преимущество перед спиралью Консидера. Самые плоские сечения, как, например, бетонные шпунтовые доски, могут быть армированы по способу Абрамова.

Опыты с этими стойками показали, что сопротивление их сжатию получается несколько меньше, чем сопротивление стоек со спиральной арматурой Консидера.

Обойма Абрамова для колонн нашла применение в Западной Европе и в САСШ.

§ 50. Расчет колонн из бетона в обойме.

На основании опытов над призмами со спиральной арматурой, Консидер установил, что сопротивление раздавливанию бетона в обойме складывается из 3-х величин:

1) собственного сопротивления бетона, заключенного в обойму (ядра), увеличенного на 50%;

2) сопротивления сжатию продольной арматуры, напряженной до предела текучести, и

3) сопротивления некоторой воображаемой продольной арматуры, объем которой равен 2,4 объема спиральной арматуры, напряженной до предела текучести металла.

Эти выводы Консидер выразил в виде следующей формулы:

Разрушающий груз

$$P_{\max} = 1,5 W_b F_k + \sigma_s (F_s + 2,4 F_s), \quad (127)$$

где F_k — площадь бетона внутри спирали (ядра);

F_s — площадь продольной арматуры;

F_s — площадь воображаемой продольной арматуры, имеющей вес, одинаковый с весом спирали, т. е. $F_s = \frac{v_s}{h}$, где v_s — объем железа в спиральной арматуре на участке колонны h ;

W_b — временное сопротивление сжатию бетона в кубике;

σ_s — напряжение железа при пределе текучести, что может быть принято в 2400 кг/см².

Другие исследователи находили, что величина, получаемая по формуле Консидера, больше действительной, и предлагали свои чисто эмпирические формулы, часто также дававшие несогласные результаты.

Это, в связи с широким применением спиральной арматуры, привело к установлению в нормах различных государств своих способов расчета, для достижения однообразия и сравнимости результатов при расчетах.

Все же можно считать, что этот вопрос и в настоящее время еще не вполне закончен.

Согласно приказа ВСНХ СССР от 29/х 1928 г. за № 84 (во изменение § 50 Вр. норм 1926 г.), при подборе сечений колонн и других сжатых частей, армированных спиралью Консидера, допускаемая осевая нагрузка определяется по следующей формуле *:

$$P = \sigma_b (F_k + 15 F_s + 45 F_s) = \sigma_b \cdot F_i \quad **, \quad (128)$$

* Принятой Германскими нормами 1925 г. и рекомендуемой проектом норм 1931 г.

** По Вр. нормам 1926 г., приведенная площадь устанавливалась формулой

$$F_i = F_k + 15 F_s + 36 F_s,$$

при

$$F_i \leq 2 (F_k + 15 F_s).$$

где F_k — полное сечение бетона;

по Вр. нормам НКПС 1926 г.

$$F_i = F_k + 15 F_s + 36 F_s,$$

где F_k — площадь сечения ядра и, кроме того, $F_i \leq 2 F_k$.

где F_k — площадь сечения ядра, заключенного внутри обоймы и измеряемого до оси витков (черт. 394);

F_s — сечение продольной арматуры;

F_s' — сечение приведенной спиральной (или кольцевой) арматуры;

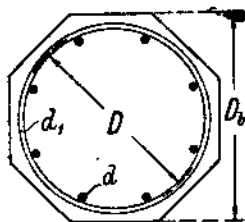
F_i — общая площадь приведенного сечения.

При этом F_i не должна быть более удвоенной площади всего сечения бетона, т. е.

$$F_i \leq 2F_b. \quad (129)$$

Этим исключается возможность чрезмерного уменьшения внешних размеров колонны, при помощи установки преувеличенно сильной спиральной арматуры.

Сечение приведенной спиральной арматуры получается делением объема одного витка спирали на ее шаг*, т. е. по черт. 394:



$$F_s' = \frac{\pi D f_s}{s}, \quad (130)$$

где D — средний диаметр витков спирали;

f_s — сечение стержня спирали;

s — расстояние между витками (шаг) по направлению оси колонны.

При подборе сечения колонны со спиральной арматурой по данной нагрузке (P), прежде всего необходимо задаться процентным содержанием продольной арматуры ($p\% = 100 \cdot \frac{F_s}{F_b}$) и отношением площадей сечения приведенной спиральной и продольной арматур ($\frac{F_s'}{F_s}$). При этом, конечно, чем сильнее будет взята арматура, тем меньше будет диаметр ядра D , а значит и сечение колонны.

Следует стремиться к уменьшению сечения продольной арматуры, доводя ее, по возможности, до нижнего предела 0,8% (0,5%). Более сильная продольная арматура становится необходимой, когда колонна работает на изгиб, например при безбалочных перекрытиях.

При подборе арматуры должны быть также соблюдены ранее указанные условия:

$$F_s \geq \frac{1}{3} F_b \text{ и } \geq 0,008 F_b \text{ и } F_i \leq 2 F_b.$$

Кроме того, отношение площади ядра сечения к полной площади, т. е. $\frac{F_k}{F_b}$, должно быть близко к $\frac{3}{4}$ и не ниже $\frac{2}{3}$ **.

Так как величины F_k (или тоже D), F_s и F_s' зависят от нагрузки, то они могут быть выражены уравнениями:

$$D = \alpha \sqrt{P}, \quad F_s = \beta \cdot P \text{ и } F_s' = \gamma P,$$

исходя из основной формулы (128).

Для облегчения подбора сечения колонны со спиральной арматурой приводится таблица XIV, по которой и берутся коэффициенты α , β и γ ; таблица составлена для соотношений $\frac{F_s'}{F_s}$ от 1 до 3, при допустимом напряжении бетона $\sigma_s = 35 \text{ кг/см}^2$.

* F_s можно определить так же, как сумму поперечных сечений воображаемых продольных стержней, число которых получается делением одного витка πD спирали на части длиной, равной шагу спирали s .

** По новому проекту норм 1930 г.

При другом напряжении σ_s' следует заданную нагрузку P в тоннах умножить на отношение $\frac{35}{\sigma_s'}$, т. е. $P' = P \cdot \frac{35}{\sigma_s'}$, и дальше вести подбор по той же таблице для нагрузки P' .

ТАБЛИЦА XIV

для подбора сечений колонн со спиральной арматурой.
 $\sigma_s = 35 \text{ кг/см}^2$.

$\frac{F_s}{F_b}$	$P\% = 100 \cdot \frac{F_s}{F_b}$	$D = \alpha \sqrt{P}$	$F_s = \beta \cdot P$	$F_s = \gamma \cdot P$
1,0	1,0%	$4,77 \sqrt{P}$	$0,179P$	$0,179P$
	1,2	4,60	0,199	0,199
	1,4	4,45	0,217	0,217
	1,6	4,31	0,233	0,233
	1,8	4,18	0,247	0,247
	2,0	4,07	0,260	0,260
	2,2	3,96	0,271	0,271
	2,4	3,86	0,281	0,281
1,5	1,0%	$4,46 \sqrt{P}$	$0,157P$	$0,235P$
	1,2	4,27	0,172	0,258
	1,3	4,19	0,179	0,269
	1,4	4,11	0,185	0,278
	1,5	4,03	0,191	0,287
	1,6	3,96	0,197	0,295
	1,7	3,89	0,202	0,302
	1,8	3,83	0,207	0,310
2,0	1,0%	$4,21 \sqrt{P}$	$0,139P$	$0,278P$
	1,1	4,11	0,146	0,292
	1,2	4,01	0,152	0,303
	1,3	3,92	0,157	0,314
	1,4	3,84	0,162	0,324
	1,5	3,76	0,166	0,332
2,5	1,0%	$4,00P$	$0,126P$	$0,314P$
	1,1	3,89	0,131	0,327
	1,2	3,79	0,136	0,339
3,0	1,0%	$3,81P$	$0,114P$	$0,343P$

Толщина спирали находится из формулы

$$(120) \quad f_s = \frac{\pi d_1^2}{4} = \frac{H_s \cdot s}{\pi D};$$

наоборот, при заданном диаметре спирали d_1 , отсюда легко определяется шаг спирали s , который должен находиться в пределах $\frac{D}{5} \leq s \leq 8 \text{ см.}$

Пользуясь формулой (128), можно определить наибольшее допускаемое содержание железа (по отношению ядра сечения), при соотношении между содержанием спиральной и продольной арматуры $\frac{F_s}{F_b} = 3$ и $\frac{F_s}{F_b} = \frac{2}{3}$:

$$1 + np + 3np_1 \leq 2 \left(\frac{F_s}{F_b} \right) = 3; \quad 10np \leq 2$$

$$p \leq \frac{2 \cdot 100}{150} = 1,33\%; \quad p_1 = 3 \cdot 1,33\% = 4\%.$$

Следовательно, при указанных условиях — содержание продольной арматуры около 1,33%, а содержание спиральной арматуры около 4%.

Как было отмечено выше (стр. 286), спиральная арматура применяется не только в колоннах, но и в сжатой зоне других конструкций, при расчете которых спиральную арматуру проще всего учитывать, заменяя действительную ширину сечения (b) сжатия бетона приведенного шириною

$$b_i = \frac{F_b + 3nF_s}{F_b} \cdot b,$$

где F_b — площадь сечения сжатого бетона.

Во Франции относительно расчета колонн со спиральной арматурой существуют, основанные на опытах, нижеследующие указания, применимые также и к колоннам с обыкновенными хомутами*:

$$\sigma_n = \sigma_b \left(1 + m \frac{V'}{V} \right),$$

где σ_n кг/см² — допускаемое напряжение бетона, армированного спиралью или хомутами; однако, величина σ_n не должна быть больше 1,60 σ_b ;

σ_b — обычно допускаемое напряжение бетона на сжатие;

$$\frac{V'}{V} = \frac{\text{объем спиральной арматуры (или хомутов)}}{\text{объем бетона}};$$

m — коэффициент, зависящий от формы (в плане) поперечной арматуры и от величины шага s , а именно:

1) при прямоугольных хомутах:

$$m = 8, \text{ если } s \approx b,$$

$$m = 15, \text{ если } s = \frac{1}{3} b,$$

где b — наименьшая сторона сечения столба;

2) при круглой спирали:

$$m = 15, \text{ если } s = \frac{2}{5} b,$$

$$m = 32, \text{ если } s = \frac{1}{5} b.$$

Промежуточные значения могут быть найдены интерполированием.

При площади сечения ядра F_k , сечения продольной арматуры F_s и сечения приведенной спиральной арматуры F_s , допускаемая на колонну нагрузка P будет:

$$P = \sigma_n (F_k + nF_s) = \sigma_b \left(1 + m \frac{F_s}{F_k} \right) (F_k + nF_s).$$

По Американским нормам 1924 г. колонны со спиральной арматурой рассчитываются по формуле

$$P = \sigma_b (F_k + nF_s),$$

причем F_k — сечение ядра за вычетом железа и

$$\sigma_b = 21 \text{ кг/см}^2 + (0,10 + 0,04\mu) W_b,$$

где W_b — сопротивление раздавливанию кубиков после 28 дней твердения;

μ — процентное отношение приведенной спиральной арматуры к сечению ядра.

Расчет колонн с обоймой Абрамова производится по тому же методу, как и колонн Консидера.

Согласно Вр. норм (§ 50), если ядро сечения имеет форму квадрата или прямоугольника, то сечение приведенной спирали вводится в расчет с коэффициентом 1,8 и, т. е. расчет производится по формуле

$$P = \sigma_b (F_b + 15F_s + 27F_s). \quad (131)$$

При этом, предельная величина общей приведенной расчетной площади не должна превосходить основной приведенной расчетной площади более чем в 1,5 раза

$$F_i \leq 1,5 (F_b + 15F_s).$$

По Вр. нормам НКПС для этого рода колонн сечение приведенной спирали вводится в расчет с коэффициентом 1,33 и $n = 20$ и предельная величина общей приведенной расчетной

* Espitalhier M. G. Cours de béton armé. L. 1, 1925, p. 147.

площади не должна превосходить площади бетона более чем в полтора раза, т. е. $F_k \leq 1,5F_b$.
 В расчетную площадь бетона вводится лишь по площади ядра, и формула (131) получает вид

$$P = \sigma_b (F_k + 15F_c + 20F_s). \quad (131')$$

Что касается проверки на продольный изгиб сжатых элементов со спиральной арматурой, то она производится так же, как и колонн с продольной арматурой (см. стр. 279), т. е. пренебрегая косвенной арматурой.

Германские нормы, исходя из опытных данных, в этом отношении делают различие между обыкновенными опорами и опорами „в обейме“, а именно требуют расчета на продольный изгиб — для обыкновенных опор квадратного или прямоугольного сечения при отношении высоты к наименьшему измерению поперечного сечения более 15, а для опор из бетона в обейме при отношении более 13, причем коэффициент ω , входящий в формулу $P = \sigma_{b\text{доп.}} \cdot F_k$, берется из нижеследующей таблицы:

$\frac{h}{b}$	Коэффициент $\omega = \frac{\sigma_{b\text{доп.}}}{\sigma_{k\text{доп.}}}$	$\frac{\Delta\omega}{\Delta \frac{h}{b}}$
Для квадратных и прямоугольных колонн с простыми хомутами.		
15	1,0	0,05
20	1,25	0,10
25	1,75	
Для колонн из бетона в обейме.		
13	1,0	0,1
20	1,7	0,2
25	2,7	

Промежуточные значения берутся по интерполяции, например, для прямоугольной стойки при $\frac{h}{b} = 22$, имеем $\omega = 1,25 \cdot 0,1 \cdot 2 = 1,45$.

Пример 1. Определить величину допускаемой нагрузки для колонны из бетона в обейме восьмиугольного поперечного сечения, согласно черт. 395, при $D_b = 45$ см, $D = 40$ см, $d = 15$ мм, $d_1 = 12$ мм и $s = 5,0$ см.

При этих размерах:

$$F_k = \frac{8 \cdot D_b^2 \cdot \lg 22^{1/2}}{4} = \frac{3,3137}{4} \cdot 45^2 = 1678 \text{ см}^2,$$

$$F_k = \frac{3,14 \cdot 40^2}{4} = 1256 \text{ см}^2,$$

$$F_c = 8 \cdot \emptyset 15 \text{ мм} = 14,14 \text{ см}^2; \quad f_s = 1,13 \text{ см}^2,$$

$$F_s = \frac{3,14 \cdot 40}{5,0} \cdot 1,13 = 28,38 \text{ см}^2.$$

Здесь выполнены основные условия для колонн из бетона в обейме:

$$s < \frac{D}{5} \text{ и } < 8 \text{ см}; \quad F_c > \frac{1}{3} F_k \text{ и } > 0,005 F_k.$$

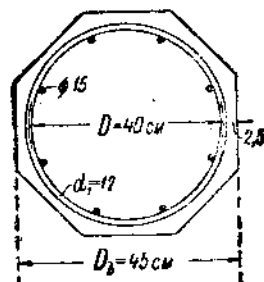
Поэтому возможно применение формулы (128):

$$F_k = 1256 + 15 \cdot 14,14 + 45 \cdot 28,38 = 2745 \text{ см}^2.$$

Условие (129) ($F_k \leq 2F_b$) также выполнено, так как $2745 < 2 \cdot 1678$.

При $\sigma_s = 40 \text{ кг/см}^2$:

$$P = 40 \cdot 2745 = 109800 \text{ кг*}.$$



Черт. 395.

* По Вр. нормам НКПС 1926 г. $P = (1256 + 15 \cdot 14,14 + 36 \cdot 28,38) \cdot 40 = 99600 \text{ кг}$.

Если теперь все количество железа, употребленное для колонны со спиральной арматурой, будет уложено в виде только продольных стержней, то грузоподъемность колонны, определенная по формуле (121), будет:

$$P = 40 [1678 + 15(14,14 + 28,38)] = 92\,630 \text{ кг.}$$

Это сравнение показывает экономичность использования железа в качестве обоймы, даже не принимая во внимание, что во втором случае, кроме продольных стержней, потребуется еще некоторое количество железа в виде хомутов, которые в расчет не вводятся.

Пример 2. Определить напряжение в колонне восьмиугольного сечения по черт. 395, при нагрузке $P = 110\,000 \text{ кг}$,

$$F_k = 1256 \text{ см}^2,$$

$$F_s = 8 \varnothing 15 \text{ мм} = 14,14 \text{ см}^2,$$

$$F_s = \frac{3,14 \cdot 40}{5,0} \cdot 1,13 = 28,38 \text{ см}^2,$$

$$F_i = F_k + 15 F_s + 45 F_s = 1256 + 15 \cdot 14,14 + 45 \cdot 28,38 \cong 2745 \text{ см}^2,$$

$$\sigma_b = \frac{P}{F_i} = \frac{110\,000}{2745} = 40,1 \text{ кг/см}^2.$$

Пример 3. Спроектировать колонну восьмиугольного сечения, со спиральной арматурой для $P = 110 \text{ т}$, при $\sigma_b = 40 \text{ кг/см}^2$.

Эта задача проще всего решается, задаваясь процентным содержанием продольной и спиральной арматуры. Например, взяв соотношение между содержанием спиральной и продольной арматуры $\frac{p_s}{p} = 2$ и $p = 1,0\%$ и пользуясь таблицей XIV, найдем:

$$P' = P \frac{35}{\sigma_b} = 110 \cdot \frac{35}{40} = 96,25 \text{ т},$$

$$D = \alpha \sqrt{P'} = 4,21 \sqrt{96,25} = 41,3 \text{ см},$$

$$F_s = 0,139 \cdot 96,25 = 13,38 \text{ см}^2.$$

Принимаем

$$F_s = 8 \varnothing 15 \text{ мм} = 14,14 \text{ см}^2,$$

$$D_b = 41,3 + 1,2 + 1,75 \cdot 2 = 46 \text{ см},$$

$$F_s = 0,278 \cdot 96,25 = 26,76 \text{ см}^2.$$

При шаге спирали

$$s = 5 \text{ см} < \frac{41,3}{5} \text{ и } > 8 \text{ см},$$

$$f_s = \frac{F_s \cdot s}{\pi \cdot D} = \frac{26,76 \cdot 5}{3,14 \cdot 41,3} = 1,03 \text{ см}^2,$$

т. е. диаметр спирали $d_1 = 12 \text{ мм}$.

Пример 4. Спроектировать колонну квадратного сечения конструкции Абрамова высотой $h = 4,25 \text{ м}$ для нагрузки $P = 370\,000 \text{ кг}$. Допускаемое напряжение $\sigma_b = 35 \text{ кг/см}^2$.

1) Предварительно для определения собственного веса примем размеры колонны $80 \times 80 \text{ см}$.

Расчетная нагрузка:

$$P + G = 370\,000 + 0,80^2 \cdot 4,25 \cdot 2400 = 376\,528 \text{ кг.}$$

Приведенная площадь сечения:

$$F_i = \frac{P + G}{\sigma_b} = \frac{376528}{35} = 10753 \text{ см}^2.$$

Согласно Вр. норм 1926 г.:

$$F_i = F_b + nF_s + 1,8nF_p,$$

$$F_b = \frac{F_i}{1 + np + 1,8np_1}.$$

Принимаем $p\% = 1\%$ и $p_1\% = 2\%$:

$$F_b = \frac{10753}{1 + 15 \cdot 0,01 + 1,8 \cdot 15 \cdot 0,02} \cong 6400 \text{ см}^2 = 80 \cdot 80 \text{ см},$$

$$F_s = 0,01 \cdot 6400 = 64 \text{ см}^2.$$

Берем 12 $\varnothing 26 \text{ мм} = 63,72 \text{ см}^2$:

$$F_p = 0,02 \cdot 6400 = 128 \text{ см}^2.$$

При шаге плоской спирали $s = 6 \text{ см}$, $D = 80 - 2 \cdot 4\frac{1}{2} = 71 \text{ см}$ (черт. 396):

$$F_s = \frac{8 \cdot 71 \cdot f_s}{s},$$

$$f_s = \frac{128 \cdot 6}{8 \cdot 71} = 1,35 \text{ см}^2; \quad d_1 = 13 \text{ мм},$$

$$f_s = 1,33 \text{ см}^2; \quad F_s = \frac{8 \cdot 71 \cdot 1,33}{6} = 126 \text{ см}^2.$$

Напряжение в колонне:

$$\sigma_b = \frac{376528}{6400 + 15 \cdot 63,72 + 1,8 \cdot 15 \cdot 126} = 35,0 \text{ кг/см}^2.$$

2) По Вр. нормам НКПС:

$$F_i = F_b + 15F_s + 20F_p = 10753 \text{ см}^2$$

при

$$p = \frac{F_s}{F_b} = 0,01 \text{ и } p_1 = \frac{F_p}{F_b} = 0,02,$$

$$F_b = \frac{10753}{1 + 15 \cdot 0,01 + 20 \cdot 0,02} \cong 6972 \text{ см}^2 = 83,5 \cdot 83,5 \text{ см}.$$

Длина стороны квадратного сечения $b = 83,5 + 2 \cdot 4\frac{1}{2} = 92 \text{ см}$:

$$F_s = 0,01 \cdot 6972 = 69,72 \text{ см}^2,$$

т. е. 12 $\varnothing 27 \text{ мм} = 68,76 \text{ см}^2$,

$$F_p = 0,02 \cdot 6972 = 139,44 \text{ см}^2.$$

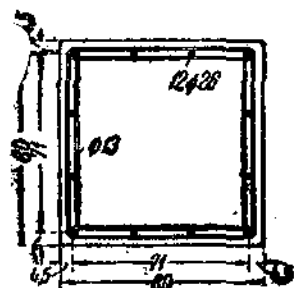
При шаге спирали $s = 6 \text{ см}$:

$$f_s = \frac{F_s \cdot s}{8 \cdot D} = \frac{139,44 \cdot 6}{8 \cdot 83,5} = 1,22 \text{ см}.$$

Берем $d_1 = 13 \text{ мм}$, с $f_s = 1,33 \text{ см}^2$, тогда

$$F_s = \frac{8 \cdot 83,5 \cdot 1,33}{6} = 148 \text{ см}^2,$$

$$\sigma_b = \frac{376528}{6972 + 15 \cdot 68,76 + 20 \cdot 148} = 34,3 \text{ кг/см}^2.$$



Черт. 396.

§ 51. Конструкция колонн Эмпергера (Emperger).

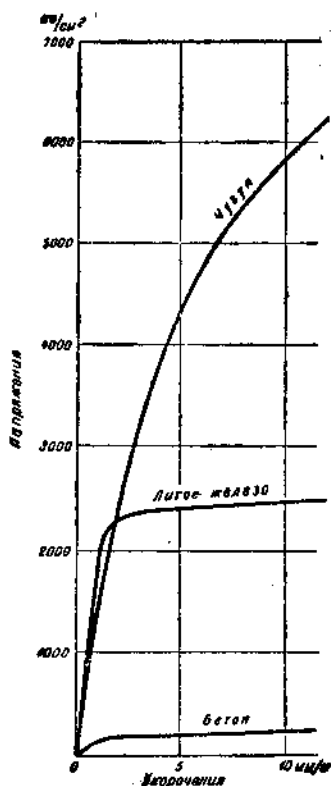
Колонны этого типа получают еще меньшего поперечного сечения, еще более стройными, чем консидеровские; иначе говоря, колонны этой конструкции могут выдерживать еще большие нагрузки.

Как показали опыты со стойками из бетона в обойме (стр. 283), продольные стержни, при сильной спирали, уже ранее достижения

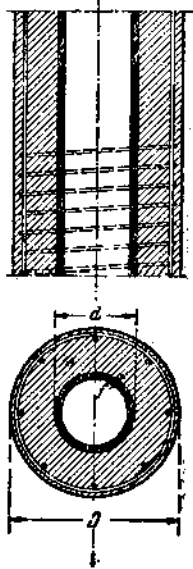
наибольшей нагрузки напряжены до предела текучести и, следовательно, в дальнейшем сопротивлении стойки они участия не принимают. Поэтому, если в ядро колонны будут заложены стержни из такого материала, который не имеет выраженного предела текучести (черт. 397), или таковой очень высок, и который при одинаковом укорочении с бетоном будет продолжать принимать на себя значительную долю усилия, разгружая бетон, то будет достигнута и большая величина разрушающей нагрузки, чем при стержнях из литого железа.

Это легло в основание конструкции колонн, предложенной Эмпергером, где в качестве арматуры нашел применение чугун, окруженный оболочкой из бетона в обойме.

При таком заключении чугуна (например, в виде колонны кольцевого сечения) в оболочку из бетона со спиральной арматурой (черт. 398), он будет находиться в условиях всестороннего сжатия, так как, при продольной нагрузке, давление от спиральной обмотки будет передаваться чугуну через посред-



Черт. 397.



Черт. 398.

ство бетона, причем и кольцевая оболочка из бетона также будет находиться в подобных же условиях, будучи сжата снаружи спиралью, а изнутри — противодействием чугунной колонны *. При этом хрупкий чугун, вследствие заключения его в обойму, приобретает некоторую пластичность, а именно — перед разрушением получают значительные деформации продольного изгиба, а самое разрушение происходит плавно, без шума и сотрясений, которые обыкновенно наблюдаются при раздроблении чугуна. Так, например, в то время как окруженная обоймой чугунная колонна под нагрузкой в 342 т разрушалась постепенно, такая же колонна без оболочки уже при нагрузке в 137 т разлеталась, как стекло.

Весьма наглядными являются сравнительные опыты, произведенные в 1916 г. в Дрездене, где для обыкновенной железобетонной колонны разрушающая нагрузка определилась в 122 т, для колонны со спиральной арматурой в 188 т, а для колонны со включением 10% обыкновенного чугуна (с временным сопротивлением сжатию в 6000 кг/см²) нагрузка увеличилась до 976 т, т. е. получилось пятикратное увеличение

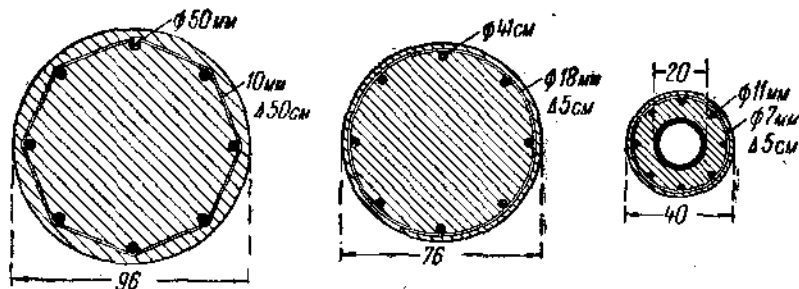
* Опытами доказано, что оболочка из обыкновенного железобетона мало действительна.

разрушающей нагрузке по сравнению с таковой для колонны из бетона в обойме.

Такое же увеличение в 5 раз было достигнуто и при эксцентричных нагрузках.

Таким образом, введение чугунного сердечника в колонну со спиральной арматурой дает возможность значительно увеличить ее грузоподъемность и соответственно уменьшить общий объем колонны.

На черт. 399 приведены размеры сечений колонн — с обыкновенной

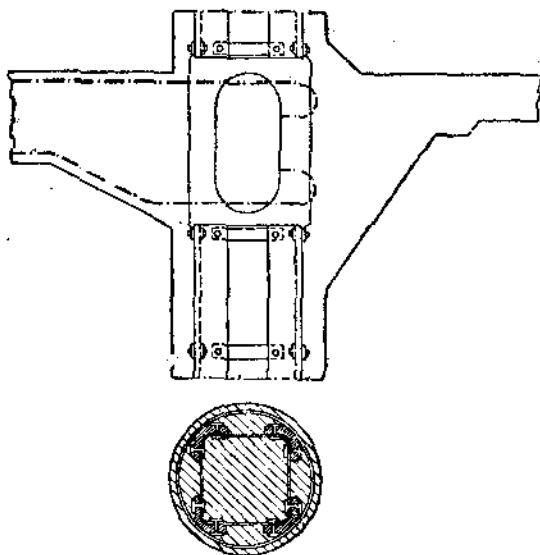


Черт. 399.

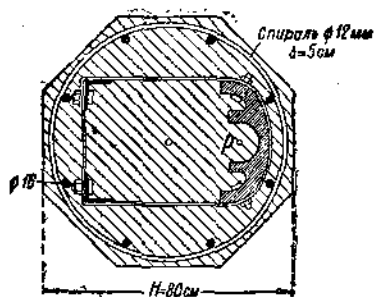
арматурой, со спиральной арматурой и с чугунным сердечником, — которые при одинаковой высоте выдерживали одинаковую нагрузку в 265 т.

В ядро колонны чугун может быть введен не только в форме сердечника кольцевого сечения, но также и других сечений, например, в виде 4 чу-

гунных уголков (черт. 400), соединяемых в один остов при помощи привинчиваемых железных планок; все вооружение колонны может быть собрано заранее. На этом чертеже слева показано сопряжение колонны с балочным перекрытием, а справа — с безбалочным („грибовидным“).



Черт. 400.



Черт. 401.

Часто представляется выгодным во всем здании оставлять один и тот же внешний размер колонн, изменяя только силу чугунного вооружения.

На черт. 401 показано примерное расположение чугунного вооружения бетона при эксцентрично сжимаемой колонне.

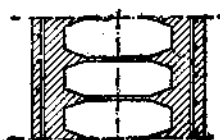
При кольцевом сечении сердечника, внутреннее пространство может быть использовано для прокладки проводов и пр.

Конструкция этих колонн может найти также рациональное применение при перестройках, для усиления существующих чугунных колонн. Применением оболочки из бетона со спиральной арматурой, всего толщиной 6 см, достигается, кроме увеличения грузоподъемности, также

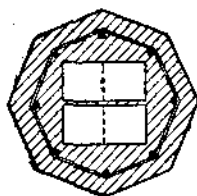
и надежная защита против действия огня. Чугунные колонны обыкновенной трубчатой формы, без огнестойкой оболочки, могут применяться только для второстепенных построек.

При колоннах Эмпергера несколько затрудняется сопряжение их с балками, а также и укладка в последних сквозной арматуры, что можно отнести к недостаткам этих колонн.

Впервые применение этой системы для зданий было осуществлено в Австрии, но в настоящее время имеются многочисленные случаи применения ее в Германии, где, между прочим, ею очень охотно пользуются для мостовых сооружений *. Однако, до настоящего времени система Эмпергера там не вошла еще в официальные нормы, и потому



Черт. 402.



Черт. 403.

всякий раз при применении ее требуются соответствующие испытания колонн проектируемых сечений; кроме того требуется проверка опытным путем и величины временного сопротивления чугуна, предназначенного для арматуры колонн.

У нас эта система в последние годы нашла применение для усиления старых чугунных колонн при надстройке фабричных корпусов.

Новейшие опыты показали, что в качестве сердечника железобетонных колонн могут быть с выгодой применяемы ** также прочные естественные и искусственные камни, как гранит, диорит, клинкер, керамика и др. (черт. 402

и 403). Влияние сердечника из этих материалов по существу то же, что и чугуна, хотя, разумеется, увеличение грузоподъемности не может быть так значительно, как при чугунном сердечнике. Преимущество же этих колонн перед последними — их меньшая стоимость.

§ 52. Расчет колонн Эмпергера.

Опыты Эмпергера подтвердили, что совместная работа трех материалов не только возможна, но и выгодна. Сопротивление такой колонны нагрузке, вообще, складывается из 4 частей: из сопротивления бетонного ядра площадью F_k , из сопротивления продольных стержней сечением F_s , спиральной обмотки с приведенной площадью F_s и чугуна вооружения площадью F_g .

Расчет колонн Эмпергера (черт. 398 и 400) производится по предложенной им эмпирической формуле ***:

$$P = F_k \cdot \frac{W_b}{5} + F_s \cdot \alpha \cdot \frac{W_g}{5} = F_s \sigma_b + F_g \cdot \alpha \sigma_g, \quad (132)$$

где P — допускаемая нагрузка;

$F_k = F_k + 15 F_s + 45 F_g$; при малой здесь спиральной обмотке и продольной арматуре, можно считать, что $F_s = 2 F_g = 0,01 F_k$ и F_k — около $1,4 F_k$. При приближенном расчете, можно вместо F_k брать F_k ;

σ_b — допускаемое напряжение на сжатие для бетона, принимаемое равным $\frac{W_b}{5}$, т. е. $\frac{1}{5}$ сопротивления кубиков раздавливанию;

F_g — поперечное сечение чугуна;

σ_g — допускаемое напряжение чугуна, принимаемое равным $\frac{W_g}{5}$, где

W_g — сопротивление чугунных кубиков — должно достигать 7500 кг/см^2 и даже 9000 кг/см^2 , так что $\sigma_g = 1500$ до 1800 кг/см^2 .

* Например, новый арочный мост у Гмундена, отверстием $71,0 \text{ м}$ („Beton und Eisen“, Н. 3 и 4. 1926).

** По предложению Вуцковского.

*** Beton-Kalender, Teil. II, 1931. S. 111.

Мягкий чугун с $W_s = 5000 \text{ кг/см}^2$, каковой находит применение для машинных отливок, по мнению Эмпергера, по экономическим соображениям, не должен употребляться для колонн.

Впрочем, приведенные цифры существенно понижаются, благодаря коэффициенту уменьшения α , на продольный изгиб.

Для кольцевого сечения чугунного сердечника (черт. 398), на основании опытов с колоннами в натуральную величину, составлена следующая таблица значений коэффициента α .

ТАБЛИЦА XV

коэффициентов уменьшения α .

$\frac{l}{D}$	$\frac{d}{D} =$				$\frac{l}{D}$	$\frac{d}{D} =$			
	0,8	0,7	0,6	0,5		0,8	0,7	0,6	0,5
5	0,83	0,83	0,83	0,83	9	0,77	0,74	0,72	0,68
6	0,83	0,83	0,82	0,81	10	0,74	0,70	0,65	0,59
7	0,82	0,81	0,79	0,78	11	0,72	0,66	0,59	0,49
8	0,79	0,78	0,78	0,78	12	0,69	0,61	0,51	0,37

Коэффициент уменьшения α зависит от наименьшего внешнего измерения (диаметра) D сжатой части и d — вооружения, а также от расчетной длины l .

Для расчета этих колонн М. Тулли (M. Thullie) предложил другую формулу, хорошо согласованную с результатами американских опытов*.

Пример. Спроектировать колонну круглого сечения системы Эмпергера, согласно черт. 400, для нагрузки 150 т, при $\sigma_s = 35 \text{ кг/см}^2$ и $\sigma_g = 1500 \text{ кг/см}^2$.

Принимаем: внешний диаметр $D_s = 40 \text{ см}$, диаметр обмотанного ядра $D = 36 \text{ см}$:

$$F_k = 1017 \text{ см}^2,$$

$$15 F_s = 159 \text{ см}^2, \text{ при } 8 \text{ } \varnothing 13 \text{ мм} = 10,62 \text{ см}^2,$$

$$45 F_s = 212 \text{ см}^2, \text{ при } d_1 = 5 \text{ мм и } s = 6 \text{ см и } F_s = \\ = \frac{3,14 \cdot 36 \cdot 0,2}{6} = 4,71 \text{ см}^2,$$

$$F_s = 1388 \text{ см}^2; (1,4 \cdot F_k = 1424 \text{ см}^2).$$

Нагрузка, приходящаяся на сечение площадью F_s , будет:

$$1388 \cdot 35 = 48580 \text{ кг}.$$

На чугун остается $150000 - 48580 = 101420 \text{ кг}$.

При расчетной длине колонны $l = 4,00 \text{ м}$ и $D_s = 40 \text{ см}$

$$\frac{l}{D_s} = 10.$$

При $d = 30 \text{ см}$; $\frac{d}{D_s} = \frac{30}{40} = 0,75$ и $\alpha = 0,72$

$$0,72 \sigma_g = 0,72 \cdot 1500 = 1080 \text{ кг/см}^2.$$

Следовательно:

$$F_g = \frac{101420}{1080} = 94,3 \text{ см}^2 \text{ или } 4 \text{ } \perp 60 \cdot 60 \cdot 22.$$

* „Beton und Eisen“, H. 2. 1926, S. 31 — 33.

§ 53. Конструкция столбов.

В этой системе для противодействия поперечному расширению сжатого бетона, вместо спиральной обмотки, закладываются в бетон поперечные связи из взаимно-перпендикулярных тонких проволок или железных полосок (черт. 404). Эти проволоки или полоски, вследствие сцепления с бетоном, будут, при сжатии стойки, растягиваться от поперечного расширения бетона, и сопротивление их растяжению уменьшит величину поперечного расширения стойки, а следовательно, и увеличит общее сопротивление последней.

Так как взаимного соединения тонких поперечных проволок между собою здесь не требуется, то Некрасов и назвал такую армировку „системой свободных связей“.

Еще ранее Некрасова, в 1903 г. Зендером, а затем в 1907 г. Шинке и Лезером (в Дрездене) производились опыты с усилением бетона сжатием помощью закладывания перекрестных рядов из железных стерженьков

(и пластинок), но результаты их не вполне удовлетворили исследователей и потому практического применения не нашли.

Опыты инж. Некрасова в 1908 г. дали очень хорошие результаты * причем им было выяснено, что существенное значение имеет увеличение поверхности соприкосновения железных связей с бетоном, т. е. при проволоках одинакового общего объема выгодно уменьшать их диаметр, и наименьшим является тот, при котором проволоки начинают разрываться при продольном сжатии стойки; выгоднейший диаметр проволок получался в 2 — 3 мм. Предпочтительны связи из тонких проволок, вследствие наилучшего сцепления их с бетоном, причем их следует применять с загнутыми концами (черт. 405); связи из железных полосок, а тем более из пластинок, в этом отношении хуже.

Затем, перекрестные ряды проволок, по высоте стойки, должны располагаться приблизительно так же часто, как витки в спирали Консидера, именно не реже $\frac{1}{3}$ наименьшего измерения стойки.

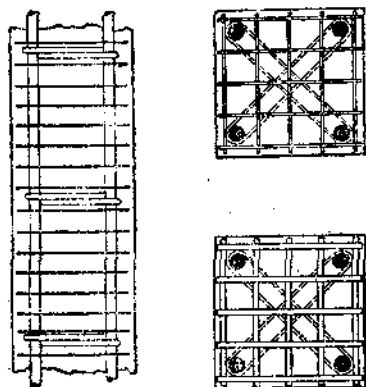
Продольные стержни L здесь остаются необходимыми и в поперечном направлении связываются между собою, как и в обыкновенных колоннах, хомутами K .

По мнению Некрасова в этой системе достигается более выгодное использование железа, чем в системе Консидера, и при 1% железа в связях (что на практике будет вполне достаточным) сопротивление бетона сжатию увеличивается вдвое.

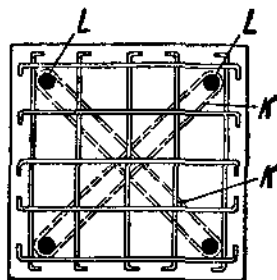
По его же мнению, „свободные связи“ могут применяться, кроме столбов, также в сжатых частях и других конструкций (в балках, арках).

На практике эта система не нашла применения, главным образом, вследствие трудности приспособления к ней современных способов производства железобетонных работ с пластичным и литым бетоном.

Формулы, предложенные инж. Некрасовым для расчета его системы, приведены в Приложении § 15 к Вр. нормам 1926 г. **



Черт. 404.



Черт. 405.

* „Цемент, камень и железо“, № 9 — 10, 1910.

** Также и в проекте новых норм в § 26.

ВНЕЦЕНТРЕННОЕ СЖАТИЕ.

§ 54. Общие сведения.

Выше был рассмотрен случай, когда внешняя сжимающая сила, приложенная в центре тяжести приведенного поперечного сечения (состоящего из всей площади бетона и n -кратного сечения арматуры), вызывала в нем равномерное распределение напряжений.

Если же сжимающая сила не совпадает с центром тяжести сечения, то ясно, что ближайший к точке приложения силы край сечения будет сжат сильнее, чем более отдаленный от нее (черт. 406), причем, при некотором положении силы, напряжения у дальнего края могут обратиться в нуль и даже стать другого направления, т. е. растягивающими.

Случай такого внецентренного сжатия, т. е. когда сжимающая сила приложена с большим или меньшим эксцентриситетом, встречается не только при расчете отдельных опор * (например, с выступающими консолями), но особенно он имеет место при расчете сводов, арок и рамных конструкций.

Рассматриваемая здесь сжимающая сила представляет нормальную составляющую N от равнодействующей внешних сил, действующих на данное сечение **. Точка приложения нормальной силы может быть определена или графически (построением кривой давления), или же, при известных величинах силы N и изгибающего момента M относительно середины сечения, эксцентриситетом e , представляющим отношение $\frac{M}{N}$.

При расчете различают два случая, в зависимости от того, приложена ли сила N внутри или вне ядра поперечного сечения, т. е. возникают ли в сечении одни только сжимающие, или также и растягивающие напряжения.

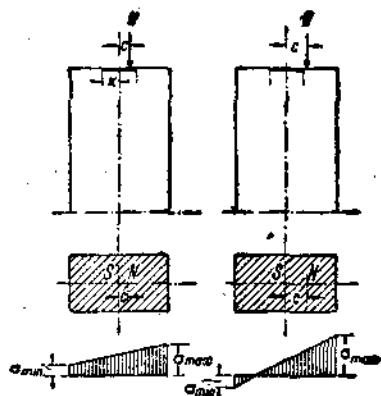
Расстояние очертания ядра сечения (радиус ядра) от каждой главной оси вычисляется по известной формуле

$$k = \frac{W}{F} = \frac{J}{F \cdot v}.$$

Здесь J — приведенный момент инерции площади поперечного сечения и F — приведенная площадь сечения.

* Отдельные железобетонные опоры, подверженные внецентренному сжатию, в настоящее время у нас часто встречаются при постройке заводских одноэтажных зданий смешанной конструкции из железобетона и дерева.

** Другая составляющая — поперечная сила Q вызывает сдвигающие напряжения, которые в большинстве случаев (в стойках) незначительны, и ими можно пренебречь.



Черт. 406.

При симметричном поперечном сечении, с которым часто приходится иметь дело в обыкновенных гражданских сооружениях, величина k определяется по формуле:

$$k^* = \frac{W}{F} = \frac{2J}{hF} = \frac{bh^2}{6F} + \frac{4nF_s \left(\frac{h}{2} - a \right)^2}{h \cdot F}, \quad (183)$$

так как в этом случае $J = \frac{bh^3}{12} + 2nF_s \left(\frac{h}{2} - a \right)^2$, где F_s — половина площади сечения всей арматуры.

В таблице XVI приведены значения коэффициента $\alpha = \frac{k}{h}$ ** при различном процентном содержании арматуры. С помощью этой таблицы можно быстро определить, возникают ли в поперечном сечении растягивающие напряжения или нет.

ТАБЛИЦА XVI
для определения границ ядра сечения.

% арматуры (p)	0,8	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	2,2	2,4	2,6	2,8	3,0
Коэфф. α	0,183	0,187	0,190	0,193	0,196	0,199	0,202	0,204	0,207	0,210	0,212	0,214

§ 55. Расчет прямоугольного сечения при внецентренном сжатии.

1. В сечении возникают только сжимающие напряжения.

а) Проверка напряжений. Этот случай часто встречается у опор промышленных и гражданских зданий, эксцентрично-нагруженных, благодаря выступающим консолям, а также при жестко-связанных с ними прогонах ***.

Здесь нормальная сила N приходится внутри ядра приведенного поперечного сечения, вызывая только напряжения сжатия.

Сила N , действующая на расстоянии e от центра тяжести S (черт. 407), может быть заменена нормальной же силой N , действующей в S по оси сечения, и парой сил N_e , равной изгибающему моменту M внешних сил относительно центра сечения.

Далее, заменяя площадь сечения арматуры n -кратным сечением бетона (точнее было бы $n-1$), можно напряжения крайних волокон найти, как и при однородном сечении, с постоянным модулем упругости E_s , по обычной формуле сложного сопротивления:

$$\sigma_s = \frac{N}{F} \pm \frac{M \cdot v}{J}, \quad (134)$$

где F и J — соответственно приведенные площадь и момент инерции сечения, а v — расстояние крайнего волокна от центра тяжести приведенного сечения.

В общем случае, при несимметричной арматуре приведенная площадь

$$F = bh + n(F_s + F'_s).$$

* Величина k получается несколько большей, чем при однородном сечении, возрастая с увеличением содержания арматуры. Например, при $p = 3,7\%$ $k = \frac{h}{4}$, тогда как при однородном материале $k = \frac{h}{6}$ (см. табл. XVI).

** Kersten, C. Der Eisenbetonbau, Teil 1, 1923. S. 306.

*** На практике при расчете конструкций гражданских зданий это обстоятельство часто не принимается во внимание.

Приведенный момент инерции, пренебрегая моментами инерции стержней относительно собственных осей, будет:

$$J = \frac{b}{3} [v^3 + (h-v)^3] + nF_e(h-v-a)^2 + nF_e'(v-a)^2.$$

Расстояние центра тяжести v приведенной площади сечения находится по общему правилу из уравнения статических моментов площадей:

$$v = \frac{\frac{bh^2}{2} + n[F_e(h-a) + F_e'a]}{bh + n(F_e + F_e')}.$$

Часто под влиянием различных случаев нагрузки эксцентриситет e может меняться, и точка приложения нормальной силы может лежать то влево, то вправо от центра S . В таких случаях уместна симметричная арматура, которая часто и применяется в столбах и сводах простых гражданских сооружений.

Предыдущие формулы тогда примут упрощенный вид:

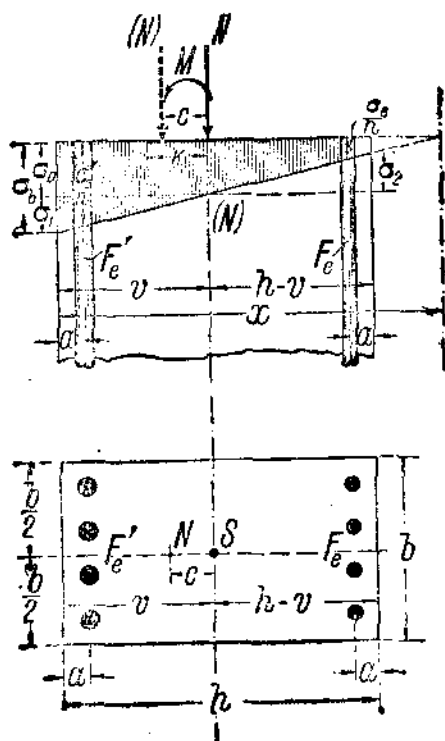
$$F_e = F_e'; \quad F = bh + 2nF_e.$$

и

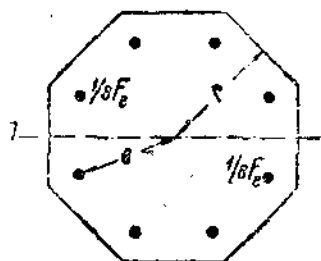
$$J = \frac{bh^3}{12} + 2nF_e \left(\frac{h}{2} - a \right)^2,$$

и

$$v = \frac{h}{2}.$$



Черт. 407.



Черт. 408.

Нередко находят применение столбы восьмиугольного поперечного сечения (черт. 408), для которого приведенные площадь, момент инерции и момент сопротивления, при F_e общей площади всех 8 стержней, выражаются так *:

$$F = 3,3137r^2 + nF_e;$$

$$J = 0,8728r^4 + \frac{nF_e e^2}{2};$$

$$W = 0,8758r^3 + \frac{nF_e e^2}{2r}.$$

Таким образом, при симметричном прямоугольном поперечном сечении равномерно распределенное напряжение от нормальной силы N (черт. 407) будет

$$\sigma_0 = \frac{N}{bh + 2nF_e};$$

* Для облегчения расчета таких сечений на эксцентричное сжатие Мйртем составлены графические таблицы (Мёрш Э. Железобетонные сооружения. 1929, стр. 104 и 106).

а напряжения от изгиба, увеличивающие напряжения σ_c у края, ближайшего к точке приложения силы N , и уменьшающие σ_c у противоположного края, выразятся в такой форме:

$$\sigma_1 = \frac{Mv}{J} = \frac{Mh}{2J},$$

$$\sigma_2 = -\frac{M(h-v)}{J} = -\frac{Mh}{2J},$$

следовательно, наибольшее напряжение бетона сжатию, будет

$$\sigma_b = \frac{N}{bh + 2nF_s} + \frac{Nc \frac{h}{2}}{\frac{bh^3}{12} + 2nF_s \left(\frac{h}{2} - a \right)^2}, \quad (135)$$

а наименьшее напряжение:

$$\sigma_{b \min} = \frac{N}{bh + 2nF_s} - \frac{Nc \frac{h}{2}}{\frac{bh^3}{12} + 2nF_s \left(\frac{h}{2} - a \right)^2}.$$

Так как напряжение в сжатой арматуре в n раз больше, чем напряжение бетона в том же самом месте, то ясно, что оно всегда будет меньше допускаемого, а потому и нет особой надобности в его определении. Оно выражается формулой:

$$\sigma_s = n\sigma_b \cdot \frac{x-a}{x},$$

где x — расстояние до нейтральной оси.

В этом случае нейтральная ось будет находиться вне поперечного сечения, и положение ее может быть найдено из пропорции

$$\frac{\sigma_b}{x} = \frac{\sigma_{b \min}}{x-h}; \quad x = h \frac{\sigma_b}{\sigma_b - \sigma_{b \min}}. \quad (136)$$

Когда сила N приходится на контуре ядра сечения, т. е. эксцентриситет e равен величине k , то при симметричном сечении:

$$\sigma_b = \frac{N}{F} + \frac{N \cdot k \cdot \frac{h}{2}}{J}.$$

Подставив $k = \frac{2J}{h \cdot F}$, получим:

$$\sigma_b = \frac{2N}{F}. \quad (135')$$

Приведенный способ расчета (по формуле 134) может быть применен и в том случае, когда точка приложения силы N несколько выходит из ядра сечения и в бетоне возникают небольшие растягивающие напряжения.

По Германским нормам эти растягивающие напряжения не должны составлять более $\frac{1}{5}$ допускаемого напряжения бетона на сжатие. При этом арматура должна быть во всяком случае так рассчитана, чтобы все растягивающие напряжения были восприняты без участия бетона.

б) Подбор сечений. Для рассматриваемого случая, когда в поперечном сечении возникают только сжимающие напряжения, арматура располагается у обеих сторон сечения, по крайней мере, по 0,4% с каждой стороны*, даже и тогда, если напряжение одного бетона (без арматуры) у края сечения не достигает допускаемого предела. Поэтому практически нередко применяется симметричная арматура; однако, в целях экономии в железе, следует подбирать последнее несимметричным, за исключением тех случаев, когда по условиям работы элемента безусловно требуется симметричная арматура.

* По Вр. нормам НКПС — не менее 0,4%, считая отношение всей площади железа ко всей площади бетона.

При подборе сечения могут встретиться следующие случаи.

а) Даны: N, M, b, a и σ_s ; требуется определить h и $F = F'_s$.
Для симметричного армирования ($F_s = F'_s$) Висселинком составлена таблица (XVII).

Пользуясь ею, прежде всего задаются процентным содержанием железа $p\%$, затем находят нормальную силу, приходящуюся на 1 см ширины поперечного сечения, т. е. $N' = \frac{N}{b}$, и определяют относительный („relative“) эксцентриситет $\frac{c}{N'}$. По этим данным в таблице находят коэффициент k_1 для вычисления высоты сечения по формуле:

$$h = k_1 N'. \quad (137)$$

Таблица Висселинка составлена для напряжения $\sigma_s = 40 \text{ кг/см}^2$, и при других допускаемых напряжениях необходимо N' предварительно умножить на отношение $\frac{40}{\sigma_s}$; например, при $\sigma_s = 50 \text{ кг/см}^2$, нормальная сила на 1 см ширины сечения будет $N'_1 = N' \cdot \frac{40}{50}$.

Когда высота h определена по формуле (137), находят общее сечение железа, равное $p b h$, или $F_s = F'_s = \frac{1}{2} p b h$.

б) Даны N, M, b, h, a, σ_s ; требуется определить сечение симметричной арматуры.

В этом случае также определяют $N' = \frac{N}{b}$ и относительный эксцентриситет $\frac{c}{N'}$, а затем из формулы (137)... $k_1 = \frac{h}{N'}$. Наконец, по таблице XVII, по известным $\frac{c}{N'}$ и k_1 , находят процентное содержание железа $p\%$.

ТАБЛИЦА XVII

для подбора прямоугольных сечений с симметричной арматурой, работающих на внецентренное сжатие; N находится в ядре сечения;
 $h = k_1 N'$.

$\frac{F_s + F'_s}{N'}$	0,8%	1,0%	1,2%	1,4%	1,6%	1,8%	2,0%	2,2%	2,4%	2,6%
$\frac{c}{N'}$	Значения коэффициента k_1									
0,0000	0,0223	0,0217	0,0212	0,0207	0,0202	0,0197	0,0192	0,0188	0,0184	0,0180
0,0005	0,0247	0,0241	0,0235	0,0229	0,0224	0,0219	0,0214	0,0209	0,0204	0,0200
0,0010	0,0267	0,0261	0,0254	0,0248	0,0242	0,0237	0,0232	0,0227	0,0222	0,0216
0,0015	0,0285	0,0278	0,0276	0,0265	0,0259	0,0253	0,0248	0,0242	0,0237	0,0231
0,0020	0,0301	0,0294	0,0287	0,0280	0,0274	0,0268	0,0262	0,0256	0,0251	0,0244
0,0025	0,0316	0,0309	0,0301	0,0294	0,0287	0,0281	0,0275	0,0269	0,0264	0,0257
0,0030	0,0330	0,0323	0,0315	0,0307	0,0300	0,0294	0,0287	0,0281	0,0276	0,0268
0,0035	0,0342	0,0336	0,0327	0,0320	0,0312	0,0305	0,0299	0,0293	0,0287	0,0279
0,0040	0,0355	0,0348	0,0339	0,0331	0,0324	0,0317	0,0310	0,0303	0,0292	0,0289
0,0045	0,0367	0,0359	0,0351	0,0342	0,0334	0,0327	0,0320	0,0314	0,0307	0,0298
0,0050	0,0378	0,0370	0,0361	0,0353	0,0345	0,0337	0,0330	0,0323	0,0317	0,0308
0,0055	0,0389	0,0381	0,0372	0,0363	0,0355	0,0347	0,0340	0,0333	0,0326	0,0317
0,0060	0,0400	0,0391	0,0382	0,0373	0,0364	0,0356	0,0349	0,0342	0,0335	0,0325
0,0065	0,0409	0,0401	0,0391	0,0382	0,0373	0,0365	0,0357	0,0350	0,0343	0,0333
0,0070	0,0419	0,0411	0,0401	0,0391	0,0382	0,0374	0,0366	0,0358	0,0352	0,0341
0,0075	0,0428	0,0420	0,0410	0,0400	0,0391	0,0382	0,0375	0,0367	0,0360	0,0349
0,0080	0,0437	0,0429	0,0418	0,0409	0,0399	0,0391	0,0383	0,0375	0,0367	0,0356
Высшее значение	0,0446	0,0435	0,0424	0,0413	0,0403	0,0394	0,0385	0,0376	0,0368	0,0360

в) Напряжение в бетоне, без учета арматуры, не достигает допускаемой величины.

Если для данного сечения (т. е. при известных N, M, b, h, a) напряжения в бетоне, определенные по обычной формуле:

$$\sigma = \frac{N}{bh} \left(1 \pm \frac{e \cdot c}{h} \right),$$

не превосходят допускаемой величины, то оно армируется минимальным количеством железа в 0,8% (по Нормам НКПС — 0,4%), т. е. с каждой стороны $F_s = F'_s = 0,004bh$.

г) Напряжение в бетоне, без учета арматуры, превосходит допускаемую величину.

Так как в большинстве случаев более сжатая арматура F'_s будет лучше использована, чем F_s , то наименьшее теоретическое сечение железа $F_s + F'_s$ получится, когда $F_s = 0$. Однако, из конструктивных соображений и условия прочности следует поставить арматуру F_s в минимальном количестве, т. е. $F_s = 0,004bh$. Следовательно, в этом случае будут известны $N, M, b, h, a, \sigma, \epsilon$ и F_s и остается определить только F'_s .

Сумма всех нормальных напряжений равна силе N (черт. 409):

$$N = \frac{\sigma_b + \sigma_{b \min}}{2} bh + F_s \cdot \sigma_s + F'_s \cdot \sigma'_s.$$

На основании закона линейного распределения напряжений:

$$\sigma_s = n \left(\sigma_{b \min} + \frac{\sigma_b - \sigma_{b \min}}{h} \cdot a \right),$$

$$\sigma'_s = n \left[\sigma_{b \min} + \frac{\sigma_b - \sigma_{b \min}}{h} (h - a) \right].$$

Черт. 409.

Подставляя эти значения в выражение для N , получим:

$$N = \frac{\sigma_b + \sigma_{b \min}}{2} bh + F_s n \left(\sigma_{b \min} + \frac{\sigma_b - \sigma_{b \min}}{h} \cdot a \right) + F'_s n \left[\sigma_{b \min} + \frac{\sigma_b - \sigma_{b \min}}{h} \cdot (h - a) \right],$$

откуда

$$F'_s = \frac{N - \frac{\sigma_b + \sigma_{b \min}}{2} bh - F_s n \left(\sigma_{b \min} + \frac{\sigma_b - \sigma_{b \min}}{h} \cdot a \right)}{n \left[\sigma_{b \min} + \frac{\sigma_b - \sigma_{b \min}}{h} (h - a) \right]}. \quad (138)^*$$

Величина же $\sigma_{b \min}$ находится предварительно из уравнения моментов относительно середины более сжатой арматуры:

* F'_s может быть выражено также в зависимости от x

$$F'_s = \frac{N \cdot \frac{x}{\sigma_b} - bh \left(x - \frac{h}{2} \right) - n F_s (x - h - a)}{n (x - a)}, \quad (138')$$

$$x = \frac{bh^3 \left(\frac{h}{3} - \frac{a}{2} \right) + n F_s (h - a) (h - 2a)}{bh \left(\frac{h}{2} - a \right) + n F_s (h - 2a) - \frac{N}{\sigma_b} \left(\frac{h}{2} - e - a \right)}.$$

$$N \left(\frac{h}{2} - a - c \right) = F_s n \left(\sigma_{bmin} + \frac{\sigma_b + \sigma_{bmin}}{h} \cdot a \right) (h - 2a) + \\ + \sigma_{bmin} \cdot bh \cdot \left(\frac{h}{2} - a \right) + \frac{\sigma_b - \sigma_{bmin}}{2} bh \left(\frac{h}{3} - a \right),$$

откуда

$$\sigma_{bmin} = \frac{N \left(\frac{h}{2} - a - c \right) - 2nF_s \sigma_b \cdot \frac{a}{h} \left(\frac{h}{2} - a \right) - \frac{\sigma_b}{2} b \cdot h \left(\frac{h}{3} - a \right)}{nF_s \frac{h-2a}{h} (h-a) + \frac{bh}{6} (2h-3a)} \quad (139)$$

2. В сечении возникают как сжимающие, так и растягивающие напряжения.

а) Проверка напряжений. Здесь, как и при расчете на изгиб, пренебрегают сопротивлением бетона растягивающим напряжениям, которые всецело воспринимаются арматурой.

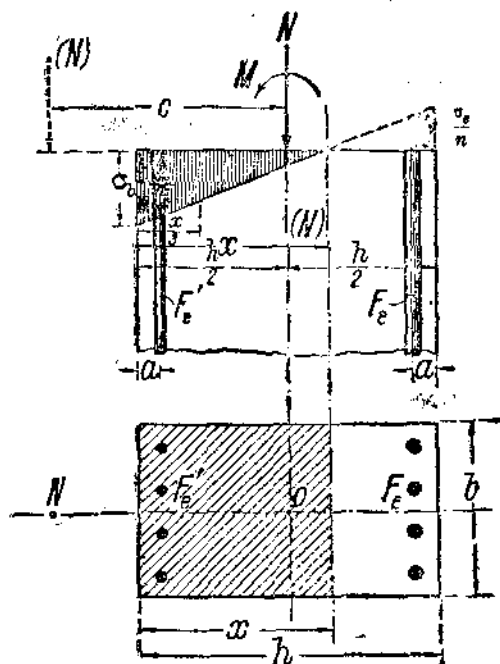
Для определения положения нейтральной оси и напряжений в бетоне и арматуре, составляем равенства внешних и внутренних сил и их моментов относительно середины сечения O и, кроме того, два добавочных выражения, получаемых из условия пропорциональности напряжений расстояниям их до нейтральной оси (черт. 410).

$$N = \sigma_b \frac{bx}{2} + \sigma_s' F_s' - \sigma_s F_s; \quad (140)$$

$$M = \sigma_b \frac{bx}{2} \left(\frac{h}{2} - \frac{x}{3} \right) + \\ + \sigma_s' F_s' \left(\frac{h}{2} - a \right) + \\ + \sigma_s F_s \left(\frac{h}{2} - a \right) \quad (141)$$

$$\sigma_s = n\sigma_b \cdot \frac{h-a-x}{x}; \quad (142)$$

$$\sigma_s' = n\sigma_b \cdot \frac{x-a}{x} \quad (143)$$



Черт. 410.

Этих четырех уравнений достаточно для определения 4-х неизвестных x , σ_b , σ_s и σ_s' при данных размерах поперечного сечения.

Подставив в уравнения (140) и (141) значения σ_s и σ_s' из (142) и (143), получим:

$$N = \sigma_b \left[\frac{bx}{2} + \frac{nF_s' (x-a)}{x} + \frac{nF_s (h-a-x)}{x} \right], \quad (140')$$

$$M = \sigma_b \left[\frac{bx}{2} \left(\frac{h}{2} - \frac{x}{3} \right) + \frac{nF_s' \left(\frac{h}{2} - a \right) (x-a)}{x} + \frac{nF_s \left(\frac{h}{2} - a \right) (h-a-x)}{x} \right] \quad (141')$$

Исключив из этих двух уравнений σ_b и заменив $\frac{M}{N}$ через c , получим для определения x кубическое уравнение*:

$$x^3 - 3 \left(\frac{h}{2} - c \right) x^2 + \frac{6n}{b} \left[F_s \left(c + \frac{h}{2} - a \right) + \right. \\ \left. + F_s' \left(c - \frac{h}{2} + a \right) \right] x - \frac{6n}{b} \left[F_s (h-a) \left(c + \frac{h}{2} - a \right) + \right. \\ \left. + F_s' a \left(c - \frac{h}{2} + a \right) \right] = 0 \quad (144)$$

* Подобное же кубическое уравнение может быть получено и из условия, что сумма моментов внутренних сил относительно точки приложения силы N равна 0.

Это кубическое уравнение проще всего решается пробными подставками, но может быть решено и непосредственно по формуле Кардана.

По последнему способу, подставив в уравнение (144) вида $x^3 + Ax^2 + Bx + C = 0$ вместо x значение $x = z - \frac{1}{3}A$, получим неполное кубическое уравнение $z^3 + pz + q = 0^*$, из которого z определяется по формуле:

$$z = \sqrt[3]{-\frac{q}{2} + \sqrt{\left(\frac{q}{2}\right)^2 + \left(\frac{p}{3}\right)^3}} + \sqrt[3]{-\frac{q}{2} - \sqrt{\left(\frac{q}{2}\right)^2 + \left(\frac{p}{3}\right)^3}}$$

По отыскании тем или другим путем x , можно из уравнения (140') или (141') найти σ ,

$$\sigma_b = \frac{N}{\frac{bx}{2} + \frac{nF_e'}{x}(x-a) - \frac{nF_e}{x}(h-a-x)}, \quad (145)$$

или

$$\sigma_b = \frac{M}{\frac{bx}{2} \left(\frac{h}{2} - \frac{x}{3}\right) + \frac{nF_e'}{x} \left(\frac{h}{2} - a\right)(x-a) + \frac{nF_e}{x} \left(\frac{h}{2} - a\right)(h-a-x)} \quad (145')$$

Второе выражение для σ_b дает более точное решение при большом эксцентриситете и не вполне точном определении x^{**} ; в нем знаменатель, представляющий сумму трех величин, только немного изменяется при x , несколько отличающемся от истинного значения, и эта неточность отражается менее чувствительно на окончательном результате, чем в первом выражении, имеющем в знаменателе разность.

По определении σ_b , напряжение растянутой арматуры найдется по формуле (142):

$$\sigma_s = n\sigma_b \cdot \frac{h-a-x}{x}.$$

Напряжение сжатого железа σ_s' по формуле (143) нет надобности определять, так как оно всегда меньше $n\sigma_b$, и никогда не может достигнуть допускаемого предела.

При симметричной арматуре ($F_s = F_s'$), нередко применяемой в столбах и сводах, выражения (144), (145) и (145') получают более простой вид:

$$x^3 - 3\left(\frac{h}{2} - c\right)x^2 + \frac{12nc}{b}F_s x - \frac{6n}{b}F_s \left[2\left(\frac{h}{2} - a\right)^2 + hc\right] = 0; \quad (146)$$

$$\sigma_b = \frac{N}{\frac{bx}{2} + nF_s \left(2 - \frac{h}{x}\right)} \quad (147)$$

или

$$\sigma_b = \frac{M}{\frac{bx}{2} \left(\frac{h}{2} - \frac{x}{3}\right) + 2nF_s \frac{\left(\frac{h}{2} - a\right)^2}{x}}, \quad (147')$$

σ_s и σ_s' — попрежнему.

* p и q здесь вычисляются по следующим выражениям:

$$p = \frac{6n}{b} \left[F_s \left(c + \frac{h}{2} - a \right) + F_s' \left(c - \frac{h}{2} + a \right) \right] - 3 \left(c - \frac{h}{2} \right)^2,$$

$$q = -\frac{6n}{b} \left[F_s \left(c + \frac{h}{2} - a \right)^2 + F_s' \left(c - \frac{h}{2} + a \right)^2 \right] + 2 \left(c - \frac{h}{2} \right)^3.$$

** Такая неточность x часто имеет место при приближенном решении кубического уравнения (144).

Для случая с одиночной арматурой ($F_s = 0$) те же выражения примут такой вид (черт. 411):

$$\left. \begin{aligned} & x^3 - 3 \left(\frac{h}{2} - c \right) x^2 + \\ & + \frac{6n}{b} F_s \left(c + \frac{h}{2} - a \right) x - \frac{6n}{b} F_s (h - a) \left(c + \frac{h}{2} - a \right) = 0 \end{aligned} \right\} \quad (148)$$

$$\sigma_s = \frac{N}{\frac{bx}{2} - \frac{nF_s}{x} (h - a - x)} \quad (149)$$

или

$$\sigma_s = \frac{M}{\frac{bx}{2} \left(\frac{h}{2} - \frac{x}{3} \right) + \frac{nF_s}{x} \left(\frac{h}{2} - a \right) (h - a - x)} \quad (149')$$

$$(142) \quad \sigma_s = \frac{n\sigma_b}{x} (h - a - x).$$

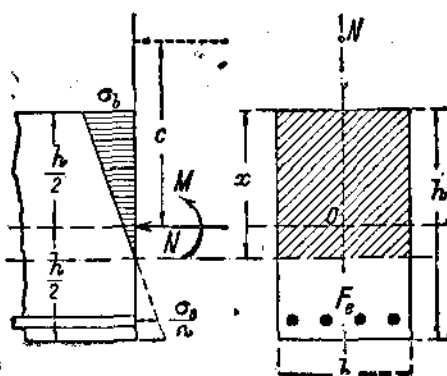
Для сбережения времени по решению кубического уравнения, Мёршем предложены графические таблицы * как для сечений с симметричной арматурой, так и с одиночной, с помощью которых весьма просто находится x (в частях h), при данных M , N , а также известных h и $F_s = \rho \cdot b \cdot h$. Величина x также просто может быть определена и по таблицам Залигера **.

б) Подбор сечений. При расчете таких статически-неопределимых конструкций, как арки, своды, рамы (где имеет место внецентренное сжатие) уже с самого начала при определении в сечениях изгибающих моментов (M) и нормальных сил (N) приходится задаваться размерами сечений, причем на этот предварительный выбор главное влияние оказывает чувство меры и опыт проектирующего, а также и сравнение с существующими сооружениями подобного рода.

Этот первоначальный статический расчет производят для полных сечений, пренебрегая арматурой, т. е. считаясь только с моментами инерции одного бетона. Это является вполне допустимым, так как при расчете подходят к соотношению моментов инерции. Если при подборе поперечного сечения окажется, что первоначально принятые размеры сечения будут значительно отличаться от полученных, то следует вновь приступить к определению M и N при других размерах сечений ***.

Значение ниже приводимых формул и таблиц для расчета таких конструкций и сводится к применению их для исправления первоначально принятых размеров в наиболее напряженных местах, а также для определения сечения арматуры при оставлении принятых размеров.

Сечения арматуры F_s и F_s' , при данных допускаемых напряжениях (σ_s и σ_b), могут быть непосредственно определены из равенств



Черт. 411.

* Герм. Бет. Союз „Проектирование и расчет ж.-б. сооружений“, 1928 г., ч. I, стр. 242 и 247.

** Р. Залигер. Железобетон, его расчет и проектирование, 1927, стр. 292—293 и 284—285.

*** См. главу о рамах.

моментов нормальной силы N и внутренних сил относительно центра сжатой и растянутой арматуры (черт. 412):

$$N \left(c - \frac{h}{2} + a \right) = M_s' = F_s \sigma_s (h - 2a) - \sigma_b \cdot \frac{bx}{2} \left(\frac{x}{3} - a \right);$$

$$N \left(c + \frac{h}{2} - a \right) = M_s = F_s' \sigma_s' (h - 2a) + \sigma_b \cdot \frac{bx}{2} \left(h - a - \frac{x}{3} \right);$$

откуда

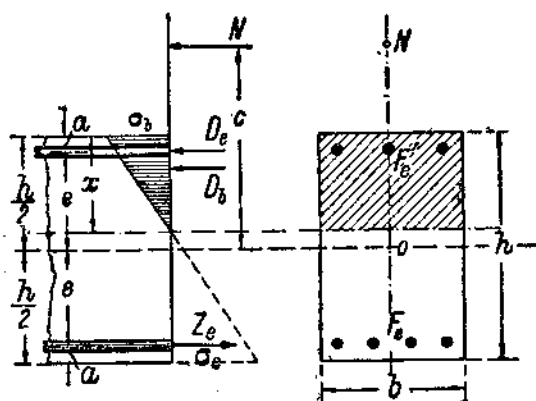
$$F_s = \frac{M_s' - \sigma_b \frac{bx}{2} \left(\frac{x}{3} - a \right)}{\sigma_s (h - 2a)}; \quad (15)$$

$$F_s' = \frac{M_s - \sigma_b \frac{bx}{2} \left(h - a - \frac{x}{3} \right)}{\sigma_s (h - 2a) \cdot \frac{x - a}{h - x - a}} \quad (151)$$

Здесь x определяется, как и при простом изгибе, по формуле (12'), т. е.

$$x = \frac{n\sigma_b}{n\sigma_b + \sigma_s} \cdot (h - a).$$

Если при вычислениях по этим формулам F_s' получится отрицательным, то это укажет, что сжатая арматура не нужна.



Черт. 412.

Следует заметить, что при внецентренном сжатии доведение напряжения растянутой арматуры до наивысшего допускаемого предела не всегда является наиболее экономичным решением, т. е. не всегда получается наименьшее количество железа при предельных значениях σ_s и σ_s' (например, 50 и 1250 кг/см²). Часто бывает выгоднее при данном сечении бетона и предельном его напряжении ($\sigma_s = 50$ кг/см²) за счет сжатой арматуры увеличить сечение растянутой арматуры, не доводя ее до предельного напряжения. Это объясняется

тем, что с увеличением сечения растянутой арматуры (с уменьшением ее напряжения) увеличивается высота x сжатой зоны, позволяя тем самым уменьшить сечение плохо используемой сжатой арматуры, и притом в большей степени, чем увеличено сечение растянутой арматуры.

При этом в зависимости от величины эксцентриситета силы N , влияние увеличения F_s на увеличение x оказывается различным.

Можно сказать, что при большом эксцентриситете ($e \geq h$), при расчете может быть принято высшее допускаемое напряжение железа на растяжение, но с уменьшением эксцентриситета выгоднее напряжение железа брать меньше.

Таким образом, для получения наиболее рационального сечения следует сделать пробы при различных σ_s и различных соотношениях $\frac{F_s'}{F_s}$.

Для облегчения подбора арматуры, Мёршем составлены графики, с помощью которых, при данных M_s и M_s' не только может быть найдено необходимое процентное содержание растянутой и сжатой арматуры при назначенном σ_s , но так же легко может быть найдена и наименьшая сумма

$F_s + F'_s$, при некотором напряжении σ_s , что имеет практическое значение, принимая во внимание высокую стоимость железа.

В основу этих графиков положены формулы (150) и (151), которые после подстановки $a = 0,08h$ и соответственно $\frac{h}{2} - a = e = 0,42h$, $h_1 = 0,92h$, $h_1 - a = 0,84h$ и $x = kh_1 = 0,92kh$, путем простого преобразования приводятся к виду:

$$\frac{F_s}{bh} = \frac{\frac{M'_s}{bh^2} + 0,46\sigma_s \cdot k \left(0,92\frac{k}{3} - 0,08\right)}{0,84\sigma_s} = \mu, \quad (150')$$

$$\frac{F'_s}{bh} = \frac{\frac{M_s}{bh^2} - 0,4232\sigma_s \cdot k \left(1 - \frac{k}{3}\right)}{13,896\sigma_s \cdot \frac{0,92k - 0,08}{k}} = \mu' \quad (151')$$

В графике, составленном для определенного напряжения бетона, например, $\sigma_b = 50 \text{ кг/см}^2$ * (черт. 413), нанесены кривые для целых значений $\frac{M'_s}{bh^2}$ и $\frac{M_s}{bh^2}$, ординаты которых выражают σ_s , а абсциссы — процентное содержание арматуры μ и μ' .

Общее содержание арматуры $(\mu + \mu')$ получается наименьшим там, где обе кривые $\frac{M'_s}{bh^2}$ и $\frac{M_s}{bh^2}$, соответствующие какому-либо определенному заданию, находятся друг от друга на наименьшем горизонтальном расстоянии и которое легко может быть найдено при помощи циркуля. Наиболее экономическое сечение арматуры получается для σ_s , не достигающем допускаемого напряжения.

Эти графики пригодны также и для подбора сечений, подверженных эксцентрическому растяжению, так как формулы (150') и (151') остаются те же и в них подставляются только $M'_s = N \left(c + \frac{h}{2} - a\right)$ и $M_s = N \left(c - \frac{h}{2} + a\right)$. Но так как в этом случае всегда $M'_s > M_s$, то кривая с большим значением $\left(\frac{M'_s}{bh^2}\right)$ правой половины берется вместе с кривой меньшего значения $\frac{M_s}{bh^2}$ левой половины; при сжатой силе N — наоборот.

Из рассмотрения вида кривых обеих половин графика следует, что при изгибе с растягивающей осевой силой наименьшее количество железа $F_s + F'_s$ всегда получается при наибольшем допускаемом напряжении железа $\sigma_s = 1200 \text{ кг/см}^2$.

При подборе арматуры по этим графикам предполагается, что размеры поперечного сечения b и h даны.

В приложении X приведена числовая таблица Элерса-Яна, по которой также находится наименьшая сумма сечений $F_s + F'_s$. Она составлена для напряжений бетона $\sigma_b = 35 \text{ кг/см}^2$ до 60 кг/см^2 и для напряжений железа σ_s до 1800 кг/см^2 и в предположении, что $a' = 0,07h_1$.

В первых шести графах приведены значения коэффициента r , определяемого из формулы $r = \frac{h_1}{\sqrt{\frac{M_s}{b}}}$, где b выражена в м , а M_s — момент

относительно растянутой арматуры — в кгм , т. е.

$$M_s = M + N \left(\frac{h}{2} - a\right).$$

* Мёршем составлены графики для $\sigma_b = 40 \text{ кг/см}^2$ и $\sigma_b = 50 \text{ кг/см}^2$, при $a = 0,08h$ и $a = 0,05h$ (для больших сечений); кроме того, им даны еще три графика, по которым можно найти наименьшую сумму $F_s + F'_s$ для любых допускаемых напряжений $\left(\frac{\sigma_s}{\sigma_b}\right)$, при $a = 0,12h$, $a = 0,08h$ и $a = 0,05h$. (Mörsch. Der Eisenbetonbau, Bd. 1, H. 1, 1923, S. 424—427 и 432—434. Mörsch. 28 Bemessungstabellen, 1926).

причем

$$\alpha = \frac{N \cdot h_1}{M}$$

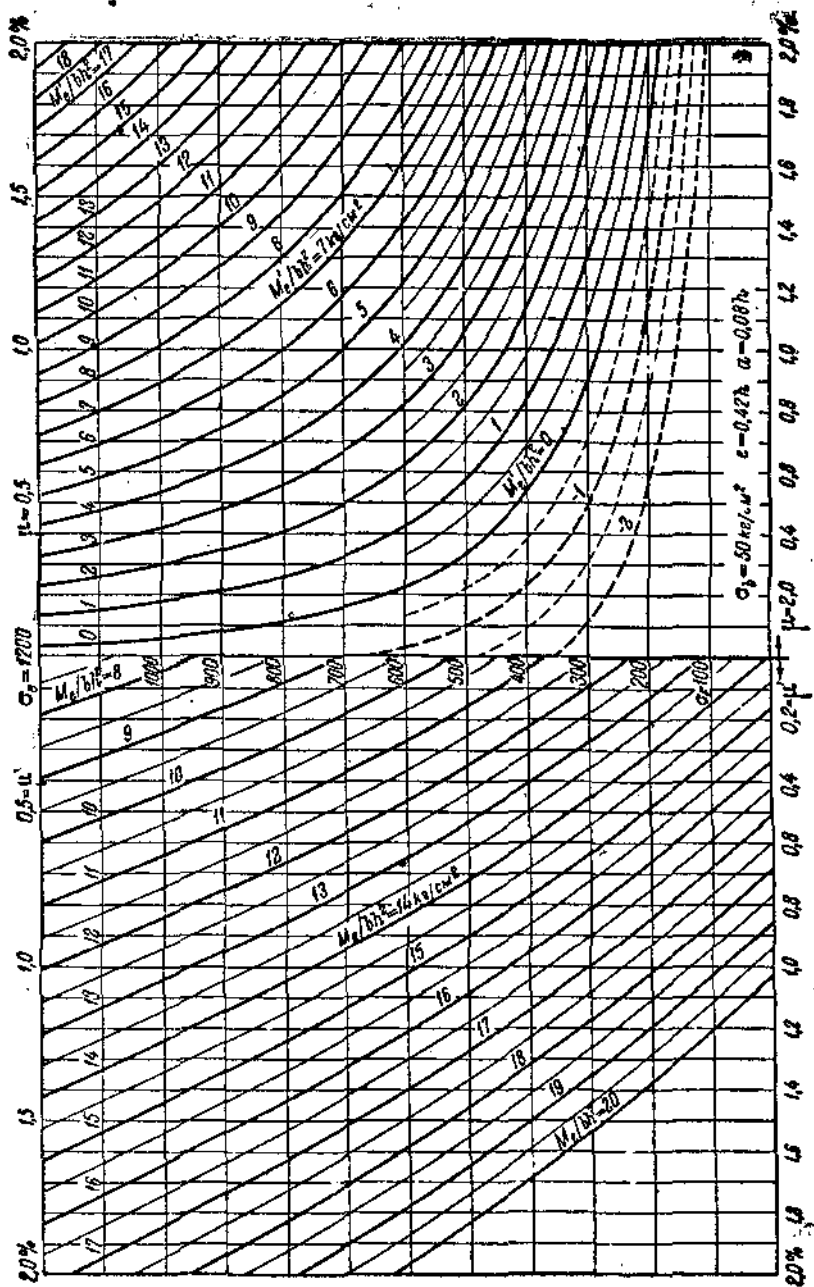


График Мёрша для определения $R' = \mu b h$ и $R' = 50 \text{ кг/см}^2$; $\sigma = 0,42k$; $\alpha = 0,08k$.

Упр. 413.

Сечение сжатого железа:

$$F' = \mu_1 b h_1.$$

Сечение растянутого железа:

$$F = \mu \cdot bh_1 = \frac{N}{e}.$$

Если окажется, что α больше табличного, то сжатая арматура не нужна, а растянутая арматура определится по соответствующему наибольшему табличному значению μ .

Заметим еще, что таблицей Элерса-Яна, так же как и графиками Мёрша, можно пользоваться и в случаях, когда сила N является растягивающей, заменив тогда в вышеприведенных формулах для M , α и F , знак перед N на обратный.

Ниже, на примере 4-м, показано применение графика Мёрша и таблицы Элерса-Яна.

Кроме графика Мёрша и таблицы Элерса-Яна укажем еще на следующие: графические таблицы Н. А. Кашкарова*, график Нильсена, Россина**, затем числовые таблицы Лёзера, Элерса***, Кунца**** Шпангенберга и др. (последние две дают величины— h , F , и F' , при различном соотношении между F и F').

Здесь приводится еще числовая таблица Шпангенберга, с помощью которой, при данных σ_b , σ_s и $\mu = \frac{F'}{F}$, находится ряд коэффициентов α , β , γ и z , подставляемые затем в формулы (152) и (153) для определения h_1 и F , а также и F' :

$$h_1 = h - \alpha = \alpha \cdot \frac{N}{b} \left[1 + \sqrt{1 + \frac{b}{\beta \cdot N} \left(c - \frac{a}{2} \right)} \right], \quad (152)$$

$$F = \gamma \left(b h_1 - \frac{2N}{s \cdot \sigma_b} \right), \quad (153)$$

$$F' = \mu \cdot F.$$

ТАБЛИЦА XVIII (Шпангенберга)

для подбора сечений, работающих на внецентренное сжатие, при N вне ядра сечения.

$F' = 0,00F$						$F' = 0,50F$					
σ_b	σ_s	α	β	γ	z	σ_b	σ_s	α	β	γ	z
750	30	0,0508	0,0127	0,00750	0,375	750	30	0,0602	0,0238	0,00981	0,375
900	35	0,0442	0,0110	0,00716	0,368	900	35	0,0522	0,0203	0,00928	0,368
1000	35	0,0469	0,0117	0,00802	0,314	1000	35	0,0545	0,0201	0,00755	0,344
	40	0,0381	0,0095	0,00750	0,375		40	0,0452	0,0178	0,00981	0,375
	45	0,0318	0,0080	0,00907	0,403		45	0,0385	0,0162	0,01239	0,403
	50	0,0272	0,0068	0,01071	0,429		50	0,0335	0,0151	0,01533	0,429
	55	0,0235	0,0059	0,01243	0,452		55	0,0296	0,0144	0,01868	0,452
1200	60	0,0209	0,0052	0,01421	0,474	1200	60	0,0265	0,0138	0,02244	0,474
	35	0,0522	0,0131	0,00444	0,304		35	0,0593	0,0203	0,00531	0,304
	40	0,0422	0,0105	0,00555	0,333		40	0,0488	0,0176	0,00687	0,333
	45	0,0351	0,0088	0,00675	0,360		45	0,0412	0,0157	0,00864	0,360
	50	0,0298	0,0074	0,00801	0,384		50	0,0356	0,0144	0,01063	0,385
	55	0,0258	0,0064	0,00934	0,407		55	0,0313	0,0134	0,01285	0,407
	60	0,0227	0,0057	0,01071	0,429		60	0,0279	0,0126	0,01533	0,429

* Кашкаров Н. А. Графические таблицы 1926, таблицы XVII и XVIII.

** Гастев В. А. Методы и данные для расчета железобетонных конструкций, 1923, стр. 81 и 128—129.

*** Beton-Kalender, 1931, S. 340—342.

Бет.-стр. справочник, 1927, стр. 142—145 и Ляхтин Н. К. и Кашкаров Н. А., Железобетон, ч. II, 1926, стр. 104—105.

**** Beton-Kalender, 1931, S. 344—347.

Бет.-стр. справочник, 1927, стр. 146—150.

$F'_s = 0,35F_s$						$F'_s = 1,00F_s$					
σ_a	σ_b	α	β	γ	δ	σ_a	σ_b	α	β	γ	δ
750	80	0,0558	0,0174	0,00850	0,375	750	80	0,0694	0,0464	0,01416	0,375
900	35	0,0482	0,0150	0,00808	0,368	900	35	0,0600	0,0386	0,01316	0,368
1000	35	0,0507	0,0154	0,00870	0,344	1000	35	0,0620	0,0353	0,01012	0,344
	40	0,0417	0,0130	0,00850	0,375		40	0,0520	0,0347	0,01416	0,375
	45	0,0352	0,0114	0,01047	0,403		45	0,0448	0,0356	0,01953	0,403
	50	0,0304	0,0101	0,01261	0,429		50	0,0393	0,0378	0,02693	0,429
	55	0,0267	0,0092	0,01492	0,452		55	0,0351	0,0419	0,03745	0,452
	60	0,0238	0,0084	0,01740	0,474		60	0,0317	0,0489	0,05336	0,474
1200	35	0,0558	0,0163	0,00483	0,304	1200	35	0,0663	0,0318	0,00680	0,304
	40	0,0455	0,0136	0,00613	0,333		40	0,0552	0,0299	0,00900	0,333
	45	0,0382	0,0117	0,00738	0,360		45	0,0472	0,0290	0,01200	0,360
	50	0,0327	0,0103	0,00814	0,385		50	0,0412	0,0290	0,01573	0,385
	55	0,0286	0,0093	0,01082	0,407		55	0,0365	0,0299	0,02062	0,407
	60	0,0253	0,0084	0,01261	0,429		60	0,0328	0,0315	0,02693	0,429

Недостатком таблиц Шпангенберга является необходимость в дополнительных вычислениях, зато с помощью их находятся не только сечения ожаты и растянутой арматуры, но и высота сечения h .

Кроме того они пригодны также и для расчета сечений на внецентренное растяжение*, при котором формулы (152) и (153) принимают вид:

$$h' = h - a = \alpha \cdot \frac{N}{b} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{b}{\beta N} \left(c + \frac{a}{2} \right)} \right]; \quad (152')$$

$$F_s = \gamma \left(bN + \frac{2N}{\sigma_b} \right) \quad (153')$$

$$F'_s = \mu F_s.$$

При расчете элементов на внецентренное сжатие допускаемые напряжения принимаются такие же, как и при расчете на изгиб.

Если в эксцентрично-нагруженной опоре отношение высоты ее к наименьшему поперечному размеру сечения больше 14 (стр. 279), то производится проверка на продольный изгиб.

По Единым нормам такая проверка производится путем умножения продольной силы (N), на соответствующий коэффициент k из таблицы XII, не меняя в расчетных формулах ни величины изгибающего момента, ни величины эксцентриситета, равного всегда отношению действительного момента и продольной силы. Следовательно, напряжения для всех случаев определяются по формуле

$$\sigma_b = \frac{k \cdot N}{F} + \frac{M \cdot v}{J} \quad (154) **$$

* Случай, встречающийся при расчете некоторых железобетонных конструкций (например выпускные воронки в силосах), где эксцентрически действующая нормальная составляющая внешних сил представляет растягивающую силу. Вывод формулы для проверки напряжений производится совершенно так же, как и при внецентренном сжатии; получается и подобное же кубическое уравнение, в котором только c с противоположным знаком.

** По Временным нормам 1926 г., формула для учета продольного изгиба принимала более сложный вид, а именно:

$$\frac{N}{\varphi F} \gamma + \frac{M \cdot v}{J} \leq \max \sigma_b,$$

где γ — равно приблизительно от $\frac{50}{45}$ до $\frac{40}{35}$, или $\gamma = 1,11$ — $1,14$, а φ находилось по таблице XIII.

По Германским нормам, при проверке на продольный изгиб эксцентрично-нагруженных опор, служит таблица, приведенная на стр. 291, причем в уравнение сложного сопротивления (134) вместо N подставляется ωN , т. е.

$$\sigma_b = \frac{\omega N}{F} + \frac{Mv}{J}.$$

При внецентренной нагрузке опор из бетона в обойме, для определения напряжений, вызываемых изгибающим моментом, спиральная арматура не принимается во внимание.

Что касается поверхности на скалывание при внецентренном сжатии (растяжении), то здесь следует различать три случая: а) осевая сила велика по сравнению с моментом—скалывающие напряжения будут незначительны и ими можно пренебречь, б) наоборот,—момент настолько значителен по сравнению с величиной осевой силы, что влиянием последней можно пренебречь—расчет на скалывание производится, как при чистом изгибе и в) момент и осевая сила значительны—необходима особая проверка на скалывание.

В последнем случае скалывающее напряжение может быть определено по формуле (44)*,

$$\tau = \frac{Q \cdot S}{bJ},$$

причем здесь

S —статический момент соответствующей части приведенного сечения относительно оси, проходящей через центр тяжести сечения, параллельной нейтральной оси, но не относительно последней;
 J —момент инерции приведенного сечения относительно той же оси.

Пример 1. Имеем железобетонный столб сечением 35×35 см, с симметричной арматурой $2 \times 2 \varnothing 24$ мм $= 2 \times 9,05$ см², расположенной от поверхности на $a = 3,2$ см (черт. 414). Нормальная сжимающая сила $N = 27$ т приложена в расстоянии $c = 6$ см от середины сечения.

Определить напряжения в бетоне и арматуре.

Процентное содержание арматуры:

$$\frac{18,10}{35 \times 35} = 0,0148, \text{ т. е. } 1,48\%.$$

По таблице XVI, при $p = 1,48\%$, $\alpha = 0,194$,
 $k = \alpha \cdot 35 = 0,194 \cdot 35 = 6,79$ см > 6 см**.

Следовательно, в сечении возникают одни только сжимающие напряжения, а потому применима формула (135)

$$\sigma_s = \frac{27000}{35 \cdot 35 + 2 \cdot 15 \cdot 9,05} + \frac{27000 \cdot 6 \cdot 17,5}{\frac{35 \cdot 35^3}{12} + 2 \cdot 15 \cdot 9,05 (17,5 - 3,2)^2},$$

$$\sigma_s = 18,0 + 15,7 = 33,7 \text{ кг/см}^2$$

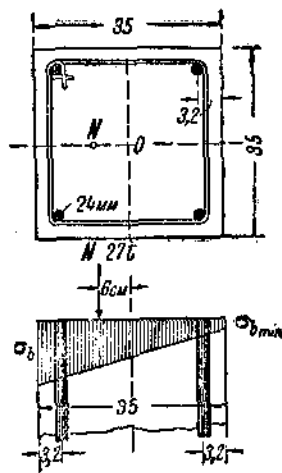
$$\sigma_{s_{\min}} = 18,0 - 15,7 = 2,3 \text{ кг/см}^2.$$

Наибольшее напряжение арматуры

$$\sigma_s = n \sigma_b \cdot \frac{x - a}{x}; \quad x = 35 \frac{33,7}{33,7 - 2,3} = 37,56 \text{ см},$$

$$\sigma_b = 15 \cdot 33,7 \cdot \frac{37,56 - 3,2}{37,56} = 462 \text{ кг/см}^2.$$

Пример 2. Железобетонный столб (в мастерской), высотой в 4,75 м, нагружен сверху центрально $N = 40000$ кг, включая и собственный вес. Кроме того, в расстоянии 1,0 м от перекрытия и в 0,65 м от оси столба, к последнему прикреплен трансмиссионный вал, через который передается



Черт. 414.

* Как рекомендует новый проект норм (§ 56).

** При неармированном поперечном сечении $k = 35 : 6 = 5,83$ см.

усилие $Z = 750$ кг, направленное книзу под углом в 30° . Допускаемое напряжение бетона $\sigma_b = 35$ кг/см² (черт. 415).

Подобрать сечение столба.

Определение внешних сил. Силу Z разлагаем на вертикальную и горизонтальную составляющие:

$$P_2 = Z \cdot \cos 30^\circ = 750 \cdot 0,866 = 650 \text{ кг},$$

$$P_1 = Z \cdot \sin 30^\circ = 750 \cdot 0,500 = 375 \text{ кг}.$$

Опорные силы (в предположении шарнирного устройства опор):
вертикальная

$$A = N + P_2 = 40\,000 + 650 = 40\,650 \text{ кг},$$

горизонтальная внизу столба

$$B \cdot l - P_1 \cdot a + P_2 \cdot m = 0;$$

$$B = \frac{P_1 a - P_2 m}{l} = \frac{375 \cdot 1,0 - 650 \cdot 0,65}{4,75} = -10 \text{ кг},$$

горизонтальная сверху столба

$$C - P_1 b - P_2 m = 0;$$

$$C = \frac{P_1 b + P_2 m}{l} = \frac{375 \cdot 3,75 + 650 \cdot 0,65}{4,75} = 385 \text{ кг}.$$

Момент в наиболее напряженном сечении, т. е. на расстоянии 1,0 м от перекрытия:

$$M = C \cdot a = 385 \cdot 1,0 = 385 \text{ кгм} = 38\,500 \text{ кгсм},$$

Следовательно, столб должен быть рассчитан на наибольшие:

$$N = 40\,650 \text{ кг и } M = 38\,500 \text{ кгсм}.$$

Подбор сечений. Так как эксцентриситет мал ($e = \frac{38\,500}{40\,650} = 0,95$ см) в сравнении с величиной силы N , то последняя пройдет внутри ядра сечения.

Для подбора сечения воспользуемся таблицей XVII.

Предварительно принимаем ширину поперечного сечения $b = 30$ см и содержание арматуры $p = 1\%$.

На 1 см ширины сечения, при $\sigma_b = 35$ кг/см², приходится

$$N' = \frac{40\,650}{30} \cdot \frac{40}{35} = 1549 \text{ кг}.$$

По таблице отношению $\frac{e}{N'} = \frac{0,95}{1549} = 0,0006$ и $p\% = 1\%$ соответствует (по интерполяции) $k_1 = 0,0245$

$$h = k_1 N' = 0,0245 \cdot 1549 = 38 \text{ см}.$$

Сечение арматуры:

$$F_s = F'_s = \frac{1}{2} p b h = \frac{1}{2} \cdot 0,01 \cdot 30 \cdot 38 = 5,7 \text{ см}^2.$$

Принимаем $F_s = F'_s = 3 \varnothing 16 \text{ мм} = 6,03 \text{ см}^2$, т. е. по 3 $\varnothing 16$ мм с каждой стороны столба.

Если взять сечение столба квадратным, предельных размеров 32 см $\times$ 32 см, при котором еще не требуется проверка на продольный

изгиб $\left(\frac{l}{b} = \frac{475}{32} = 14,9 < 15\right)^*$, то необходимая симметричная арматура может быть определена по таблице XVII следующим образом:

$$c = 0,95 \text{ м}; \quad N' = \frac{40\,650}{32} \cdot \frac{40}{35} = 1\,452 \text{ кг},$$

$$\frac{c}{N'} = \frac{0,95}{1\,452} = 0,00065; \quad k_1 = \frac{h}{N'} = \frac{32}{1\,452} = 0,0220.$$

По таблице XVII: $\frac{c}{N'} = 0,00065$ и $k_1 = 0,0220$ соответствует $p\% = 2\%$.

$$F_s = F'_s = \frac{1}{2} \cdot 0,02 \cdot 32 \cdot 32 = 10,24 \text{ см}^2, \text{ т. е. по } 3 \text{ } \varnothing 21 \text{ мм} = 10,38 \text{ см}^2.$$

Проверка напряжений (для контроля) производится, как показано на примере 1.

Если бы столб указанных размеров подвергался бы только одной центральной нагрузке $N = 40\,000 \text{ кг}$, то сечение арматуры было бы достаточно нижеследующее:

из (122):

$$\sigma_s = \frac{N}{F_b + nF'_s}; \quad F_s = \frac{N - \sigma_b \cdot F_b}{n\sigma_b} = \frac{40\,000 - 35 \cdot 32^2}{15 \cdot 35} = 7,92 \text{ см}^2, \text{ т. е. всего } F_s = 4 \text{ } \varnothing 16 \text{ мм} = 8,04 \text{ см}^2.$$

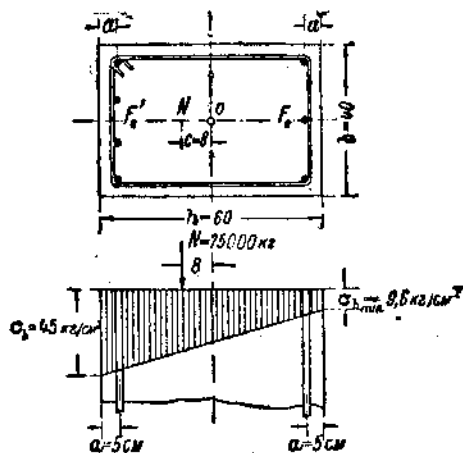
Пример 3. Имеем стойку с поперечным сечением $40 \times 60 \text{ см}$, подверженную действию нормальной силы $N = 75\,000 \text{ кг}$ в расстоянии $c = 8 \text{ см}$ от середины сечения (черт. 416). Допускаемое напряжение $\sigma_s = 45 \text{ кг/см}^2$.

Определить сечение арматуры.

Наибольшее напряжение бетона, без учета арматуры, будет

$$\sigma_b = \frac{N}{bh} \left(1 + \frac{6c}{h}\right) = \frac{75\,000}{40 \cdot 60} \left(1 + \frac{6 \cdot 8}{60}\right) \cong 56,2 \text{ кг/см}^2.$$

У сжатого ребра сечения необходимо поставить такую арматуру, чтобы наибольшее напряжение σ_s армированного сечения понизилось до 45 кг/см^2 .



Черт. 416.

Для F_s принимаем минимум $0,4\%$, т. е.

$$F_s = 0,004 \cdot 40 \cdot 60 = 9,6 \text{ см}^2.$$

При $a = 5 \text{ см}$; $h - a = 60 - 5 = 55 \text{ см}$.

$$(139) \quad \sigma_{s_{\min}} = \frac{N \left(\frac{h}{2} - a - c \right) - 2nF_s \sigma_b \cdot \frac{a}{h} \left(\frac{h}{2} - a \right) - \frac{\sigma_b}{2} bh \left(\frac{h}{2} - a \right)}{nF_s \cdot \frac{h - 2a}{h} (h - a) + \frac{bh}{6} (2h - 3a)} = \frac{75\,000 \left(\frac{60}{2} - 5 - 8 \right) - 2 \cdot 15 \cdot 9,6 \cdot 45 \cdot \frac{5}{60} \left(\frac{60}{2} - 5 \right) - \frac{45}{2} \cdot 40 \cdot 60 \left(\frac{60}{2} - 5 \right)}{15 \cdot 9,60 \cdot \frac{60 - 10}{60} (60 - 5) + \frac{40 \cdot 60}{6} (2 \cdot 60 - 3 \cdot 5)} = 9,0 \text{ кг/см}^2.$$

$$(138) \quad F'_s = \frac{N - \frac{\sigma_b + \sigma_{b \min}}{2} b h - F_s \cdot n \left(\sigma_{b \min} + \frac{\sigma_b + \sigma_{b \min}}{h} \cdot a \right)}{n \left[\sigma_{b \min} + \frac{\sigma_b + \sigma_{b \min}}{h} (h - a) \right]} =$$

$$= \frac{75\,000 - \frac{45 + 9}{2} \cdot 40 \cdot 60 - 9,6 \cdot 15 \left(9 + \frac{45 - 9}{60} \cdot 5 \right)}{15 \left[9 + \frac{45 - 9}{60} (60 - 5) \right]} = 13,45 \text{ кг/см}^2.$$

Принимаем

$$F_s = 3 \varnothing 21 \text{ мм} = 10,38 \text{ см}^2 \text{ и } F'_s = 4 \varnothing 21 \text{ мм} = 13,84 \text{ см}^2.$$

В случае применения симметричной арматуры ($F_s = F'_s$), решая квадратное уравнение (135) относительно F_s (после подстановки предыдущих данных), получим:

$$(135) \quad \sigma_b = \frac{N}{bh + 2nF_s} + \frac{N \cdot c \cdot \frac{h}{2}}{\frac{bh^3}{12} + 2nF_s \left(\frac{h}{2} - a \right)^2};$$

$$45 = \frac{75\,000}{40 \cdot 60 + 2 \cdot 15 \cdot F_s} + \frac{75\,000 \cdot 8 \cdot 30}{\frac{40 \cdot 60^3}{12} + 2 \cdot 15 \cdot F_s \left(\frac{60}{2} - 5 \right)^2},$$

откуда

$$F_s = F'_s = 13,87 \text{ см}^2.$$

Сечение симметричной арматуры можно также определить, пользуясь таблицей XVII (стр. 303):

$$N_1 = \frac{N}{b} \cdot \frac{40}{45} = \frac{75\,000}{40} \cdot \frac{40}{45} = 1667 \text{ кг};$$

$$\frac{e}{N_1} = \frac{8}{1667} = 0,0048 \text{ и } k = \frac{h}{N_1} = \frac{60}{1667} = 0,036;$$

$$\left. \begin{array}{lll} 0,0048 \dots\dots 0,03655 \dots\dots 1\% \\ 0,0048 \dots\dots 0,0357 \dots\dots 1,2\% \end{array} \right\} 0,0360 \dots\dots 1,13\%;$$

$$F_s = F'_s = \frac{1}{2} \cdot 0,0113 \cdot 40 \cdot 60 = 13,56 \text{ см}^2.$$

Таким образом при симметричной арматуре потребуется всего железа $13,87 \cdot 2 = 27,74 \text{ см}^2$, в то время как при несимметричной $9,6 + 13,45 = 23,05 \text{ см}^2$, т. е. меньше.

При несимметричной арматуре центр тяжести приведенного сечения отодвигается от точки O к точке приложения силы N , чем и объясняется выгодность применения несимметричной арматуры по сравнению с симметричной. Симметричная арматура безусловно необходима при меняющемся в ту и другую сторону от точки O эксцентриситете.

Пример 4. Прямоугольное сечение ригеля рамы подвержено действию момента $M = 800\,000 \text{ кгсм}$ и нормальной силы $N = 10\,000 \text{ кг}$. Размеры сечения $b = 30 \text{ см}$, $h = 60 \text{ см}$. Допускаемое напряжение для бетона $\sigma_b = 50 \text{ кг/см}^2$ и железа $\sigma_s = 1\,200 \text{ кг/см}^2$.

Определить F_s и F'_s .

Принимаем $a = 4 \text{ см}$; $h_1 = 60 - 4 = 56 \text{ см}$; $c = \frac{M}{N} = \frac{800\,000}{10\,000} = 80 \text{ см}$;

$$M'_s = N \left(c - \frac{h}{2} + a \right) = 10\,000 \left(80 - \frac{60}{2} + 4 \right) = 540\,000 \text{ кгсм};$$

* По формуле (138') получается $F'_s = 14,82 \text{ см}^2$, при $x = 75 \text{ см}$.

$$M_s = N \left(c + \frac{h}{2} - a \right) = 10\,000 \left(80 + \frac{60}{2} - 4 \right) = 1\,060\,000 \text{ кгсм};$$

$$x = kh_1 = 0,385 \cdot 56 = 21,56 \text{ см};$$

$$(150) \quad F_s = \frac{M_s' + \sigma_b \cdot \frac{bx}{2} \left(\frac{x}{3} - a \right)}{\sigma_s (h - 2a)} = \frac{540\,000 + 50 \cdot \frac{30 \cdot 21,56}{2} \left(\frac{21,56}{3} - 4 \right)}{1200 (60 - 2 \cdot 4)} = 9,48 \text{ см}^2;$$

$$(151) \quad F_s' = \frac{M_s - \sigma_b \cdot \frac{bx}{2} \left(h - a - \frac{x}{3} \right)}{\sigma_s (h - 2a) \frac{x - a}{h - x - a}} =$$

$$= \frac{1\,060\,000 - 50 \cdot \frac{30 \cdot 21,56}{2} \left(60 - 4 - \frac{21,56}{3} \right)}{1200 (60 - 2 \cdot 4) \frac{21,56 - 4}{60 - 21,56 - 4}} = 8,51 \text{ см}^2.$$

Еще проще количество (наименьшее) арматуры определяется по графикам Мёрша (черт. 413).

Для отношений:

$$\frac{M_s'}{bh^2} = \frac{540\,000}{30 \cdot 60^2} = 5,0; \quad \frac{M_s}{bh^2} = \frac{1\,060\,000}{30 \cdot 60^2} = 9,8$$

приближенно имеем $\mu = 0,56$ и $\mu' = 0,42\%$, при $\sigma_s =$ около 1000 кг/см^2 и $a = 0,08 \text{ } h = 4,8 \text{ см}$.

$$F_s = \mu \cdot bh = 0,56 \cdot 30 \cdot 60 \cdot \frac{1}{100} = 10,08 \text{ см}^2;$$

$$F_s' = \mu' \cdot bh = 0,42 \cdot 30 \cdot 60 \cdot \frac{1}{100} = 7,56 \text{ см}^2.$$

По таблице Элерса-Яна (приложение X), при $M_s = 10\,600 \text{ кгм}$, $N = 10\,000 \text{ кг}$, $b = 0,30 \text{ м}$, $h_1 = 56 \text{ см}$

$$r = \frac{h_1}{\sqrt{\frac{M_s}{b}}} = \frac{56}{\sqrt{\frac{10\,600}{0,30}}} = 0,298;$$

$$\alpha = \frac{N \cdot h_1}{M_s} = \frac{10\,000 \cdot 0,56}{10\,600} = 0,528.$$

Для $\sigma_b = 50 \text{ кг/см}^2$ и $r = 0,298$, по интерполяции находим по горизонтальным строкам, при $\sigma_s = 1000 \text{ кг/см}^2$,

$$\alpha = 0,576, \quad \mu' = 0,364 \text{ и } \mu = 1,296.$$

Это не будет точное решение, так как действительному $\alpha = 0,528$ соответствует несколько большее значение σ_s , чем 1000 кг/см^2 , что практически несущественно.

Таким образом:

$$F_s = 1,296 \cdot 0,30 \cdot 56 = \frac{10\,000}{1000} = 11,77 \text{ см}^2;$$

$$F_s' = 0,364 \cdot 0,30 \cdot 56 = 6,11 \text{ см}^2.$$

Пример 5. Элемент рамы находится под действием нормальной силы $N = 15\,000 \text{ кг}$ и момента $M = 900\,000 \text{ кгсм}$. Допускаемое напряжение $\sigma_b = 40 \text{ кг/см}^2$.

Подобрать сечение железобетонной стойки и по найденным данным поверить напряжения.

1. Подбор сечения по способу Шпангенберга. В виду значительного момента по сравнению с нормальной силой, принимаем $F_s' = 0,5 F_s$. Затем задаемся величинами: $b = 40 \text{ см}$ и $a = 4 \text{ см}$.

$$\text{Эксцентриситет } e = \frac{M}{N} = \frac{900\,000}{15\,000} = 60 \text{ см.}$$

По таблице XVIII при $F'_s = 0,5F_s$, $\sigma_s = 1\,000$ и $\sigma_b = 40 \text{ кг/см}^2$.

Имеем: $\alpha = 0,0452$; $\beta = 0,0178$; $\gamma = 0,00981$ и $z = 0,375$.

$$(152) \quad h_1 = 0,0452 \cdot \frac{15\,000}{40} \left[1 + \sqrt{1 + \frac{40}{0,0178 \cdot 15\,000} \left(60 - \frac{4}{2} \right)} \right],$$

$$h_1 = 69,7; \quad h = 69,7 + 3,3 = 73 \text{ см.}$$

$$(153) \quad F_s = 0,00981 \left(40 \cdot 69,7 - \frac{2 \cdot 15\,000}{0,375 \cdot 40} \right) = 7,73 \text{ см}^2,$$

$$F'_s = 0,5F_s = 0,5 \cdot 7,73 = 3,86 \text{ см}^2.$$

Принимаем $F_s = 4 \text{ } \varnothing 16 \text{ мм} = 8,04 \text{ см}^2$ и $F'_s = 2 \text{ } \varnothing 16 \text{ мм} = 4,02 \text{ см}^2$.

II. Проверка напряжений. Дано: $b = 40 \text{ см}$, $h = 73 \text{ см}$, $a = 3,3 \text{ см}$, $F_s = 8,04 \text{ см}^2$, $F'_s = 4,02 \text{ см}^2$, $M = 900\,000 \text{ кгсм}$, $N = 15\,000 \text{ кг}$ и $e = 60 \text{ см}$.

$$(144) \quad \left\{ \begin{aligned} &x^3 - 3 \left(\frac{73}{2} - 60 \right) x^2 + \frac{6 \cdot 15}{40} \left[8,04 \left(60 + \frac{73}{2} - 3,3 \right) + \right. \\ &+ 4,02 \left(60 - \frac{73}{2} + 3,3 \right) \Big] x - \frac{6 \cdot 15}{40} \left[8,04 (73 - 3,3) \left(60 + \frac{73}{2} - 3,3 \right) + \right. \\ &\left. \left. + 4,02 \cdot 3,3 \left(60 - \frac{73}{2} + 3,3 \right) \right] = 0. \end{aligned} \right.$$

Решим уравнение при помощи пробных подстановок.

Примем $x = 27$:

$$19\,683 + 51\,895 + 52\,072 - 118\,314 = +4\,836.$$

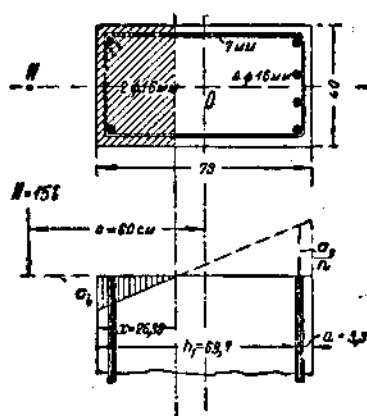
Примем $x = 26$:

$$17\,576 + 47\,638 + 50\,144 - 118\,314 = -2\,936.$$

Теперь, достаточно близкое значение x можно получить из следующей пропорции:

$$\frac{x - 27}{+4\,836} = \frac{x - 26}{-2\,936}; \quad (4\,836 + 2\,936) x = 79\,272 + 125\,736;$$

$$x = \frac{205\,008}{7772} = 26,38 \text{ см.}$$



Черт. 417.

Напряжение бетона:

$$(145) \quad \sigma_b = \frac{15\,000}{\frac{40 \cdot 26,38}{2} + \frac{15 \cdot 4,02}{26,38} (26,38 - 3,3) - \frac{15 \cdot 8,04}{26,1} (73 - 3,3 - 26,38)} = 39,2 \text{ кг/см}^2.$$

Напряжение растянутой арматуры:

$$(142) \quad \sigma_s = 15 \cdot 39,2 \frac{73 - 3,3 - 26,38}{26,38} = 966 \text{ кг/см}^2.$$

Полученные результаты вместе с тем подтверждают и правильность подбора сечения по способу Шпангенберга.

Таким образом, сечение элемента $40 \times 73 \text{ см}$ должно быть армировано в растянутой зоне $4 \text{ } \varnothing 16 \text{ мм}$ с $F_s = 8,04 \text{ см}^2$ и в сжатой зоне $2 \text{ } \varnothing 16 \text{ мм}$ с $F'_s = 4,02 \text{ см}^2$ (черт. 417).

§ 56. Расчет таврового сечения при внецентренном сжатии.

При тавровом поперечном сечении момент также берется по отношению центра тяжести сечения бетона без арматуры, так что эксцентриситет e представляет расстояние точки приложения силы N от точки O (черт. 418).

Здесь могут встретиться следующие случаи: 1) нейтральная ось проходит вне сечения, — возникают только напряжения сжатия, 2) нейтральная ось проходит в сжатой плите, — возникают растягивающие и сжимающие напряжения, и 3) нейтральная ось проходит через ребро — возникают растягивающие и сжимающие напряжения.

Первые два случая идентичны с изложенными выше для прямоугольного сечения. Поэтому ограничимся рассмотрением случая, когда нейтральная ось проходит через ребро и в сечении возникают растягивающие и сжимающие напряжения.

Возьмем тавровое сечение с ограниченной высотой, т. е. с двойной арматурой (черт. 418).

При известных M , N (следовательно и $e = \frac{M}{N}$), d , b , b_1 , h , a , a' , σ_s и σ_s' , определить F_s и F_s' .

Зная величины напряжений σ_s и σ_s' , расстояние нейтральной оси x от наиболее сжатого ребра находится из уравнения (12'):

$$x = \frac{n\sigma_s}{\sigma_s + n\sigma_s'} \cdot h_1 = kh_1.$$

Далее, напряжение сжатой арматуры может быть выражено формулой

$$\sigma_s' = n\sigma_s \frac{x - a'}{x}.$$

F_s и F_s' определяются из равенств моментов относительно центра сжатой и растянутой арматуры

$$M_s' = Z_s(h_1 - a') - D_b(x - y - a') = F_s'\sigma_s'(h_1 - a') - D_b(x - y - a')$$

$$M_s = D_s(h_1 - a') + D_b(h_1 - x + y) = F_s'\sigma_s'(h_1 - a') + D_b(h_1 - x + y),$$

отсюда

$$F_s = \frac{M_s' + D_b(x - y - a')}{\sigma_s(h_1 - a')}, \quad (155)$$

$$F_s' = \frac{M_s - D_b(h_1 - x + y)}{\sigma_s'(h_1 - a')} \quad (156)$$

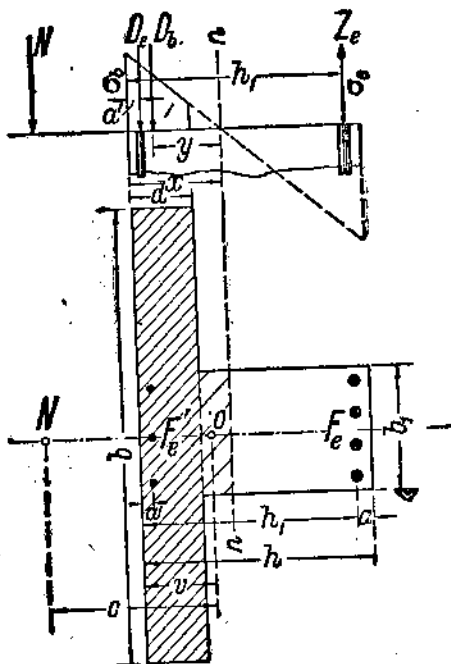
F_s может быть определено также из равенства

$$N = D_s + D_b - Z_s \text{ или } Z_s = D_s + D_b - N = F_s\sigma_s,$$

$$F_s = \frac{D_b + F_s'\sigma_s' - N}{\sigma_s} \quad (157)$$

При пользовании этими формулами, в них подставляются

$$(29') \quad y = x - \frac{d}{2} + \frac{d^2}{8(2x - d)},$$



Черт. 418.

$$D_b = \frac{bd}{2} \left(\sigma_b + \sigma_s \cdot \frac{x-d}{x} \right) = \frac{\sigma_b \cdot bd(2x-d)}{2x} \quad (158)$$

Затем

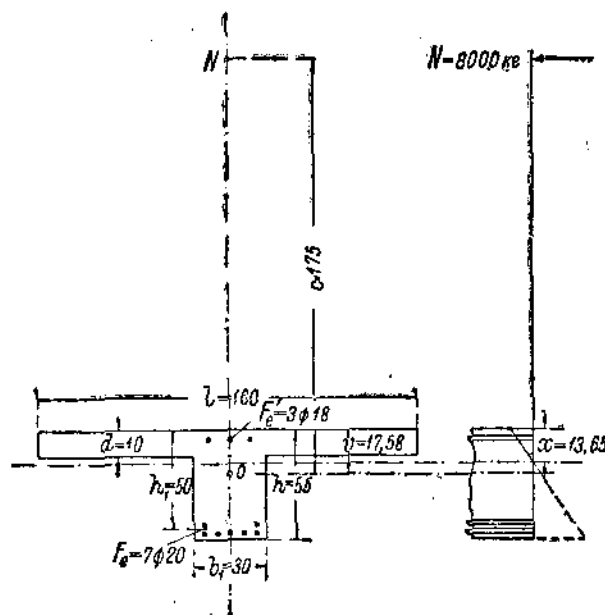
$$M_e = N(c + h_1 - v),$$

где

$$c = \frac{M}{N} \quad \text{и} \quad v = \frac{\frac{1}{2} b_1 h^2 + \frac{1}{2} (b - b_1) d^2}{b_1 h + (b - b_1) d}.$$

Если при вычислении F'_s по формуле (156) получается отрицательное значение, то допускаемое напряжение бетона не использовано. В таком случае тавровое сечение должно рассчитываться, как с одиначной арматурой, т. е. $F'_s = 0$ и $F_s = \frac{D_b - N}{\sigma_s}$. В последнюю формулу можно подставить приближенное значение $D_b = \frac{M_e}{h_1 - \frac{d}{2}}$, и тогда

$$F_s = \frac{M_e}{\sigma_s \left(h_1 - \frac{d}{2} \right)} - \frac{N}{\sigma_s} \quad (159)$$



Черт. 419.

Пример. Тавровое сечение подвержено действию $M = 1\,400\,000$ кгсм и $N = 8000$ кг. Толщина сжатой плиты $d = 10$ см, расчетная ширина тавра $b = 160$ см; затем $b_1 = 30$ см и $h = 55$ см. Основное допускаемое напряжение бетона $\sigma_b = 50$ кг/см², но по экономическим соображениям для таврового сечения

принимается $\sigma_b = 30$ кг/см²; допускаемое напряжение железа $\sigma_s = 1200$ кг/см² (Черт. 419).

Определить сечение арматуры F_s и F'_s .

Принимаем $a = 5$ см; $h_1 = 55 - 5 = 50$ см и $a' = 4$ см.

$$(12') \quad x = kh_1 = 0,273 \cdot 50 = 13,65 \text{ см}; \quad c = \frac{M}{N} = \frac{1\,400\,000}{8000} = 175 \text{ см},$$

$$\sigma'_s = n\sigma_b \cdot \frac{x-a'}{x} = 15 \cdot 30 \cdot \frac{13,65-4}{13,65} = 318 \text{ кг/см}^2,$$

$$(29') \quad y = x - \frac{d}{2} + \frac{d^2}{6(2x-d)} = 13,65 - \frac{10}{2} + \frac{10^2}{6(2 \cdot 13,65 - 10)} = 9,61 \text{ см},$$

$$(158) \quad D_b = \frac{\sigma_b \cdot bd(2x-d)}{2x} = \frac{30 \cdot 160 \cdot 10(2 \cdot 13,65 - 10)}{2 \cdot 13,65} = 30\,418 \text{ кг},$$

$$v = \frac{\frac{1}{2} b_1 h^2 + \frac{1}{2} (b - b_1) d^2}{b_1 h + (b - b_1) d} = \frac{\frac{1}{2} 30 \cdot 55^2 + \frac{1}{2} (160 - 30) \cdot 10^2}{30 \cdot 55 + (160 - 30) \cdot 10} = 17,58 \text{ см},$$

$$M_e = N(c + h_1 - v) = 8000(175 + 50 - 17,58) = 1\,659\,360 \text{ кгсм},$$

$$(156) \quad F'_s = \frac{M_e - D_b(h - x + y)}{\sigma'_s(h_1 - a')} = \frac{1\,659\,360 - 30\,418(55 - 13,65 + 9,61)}{318(50 - 4)} = 7,47 \text{ см}^2,$$

$$(157) \quad F_s = \frac{D_b + F'_s \sigma'_s - N}{\sigma_s} = \frac{30\,418 + 7,47 \cdot 318 - 8000}{1200} = 20,66 \text{ см}^2.$$

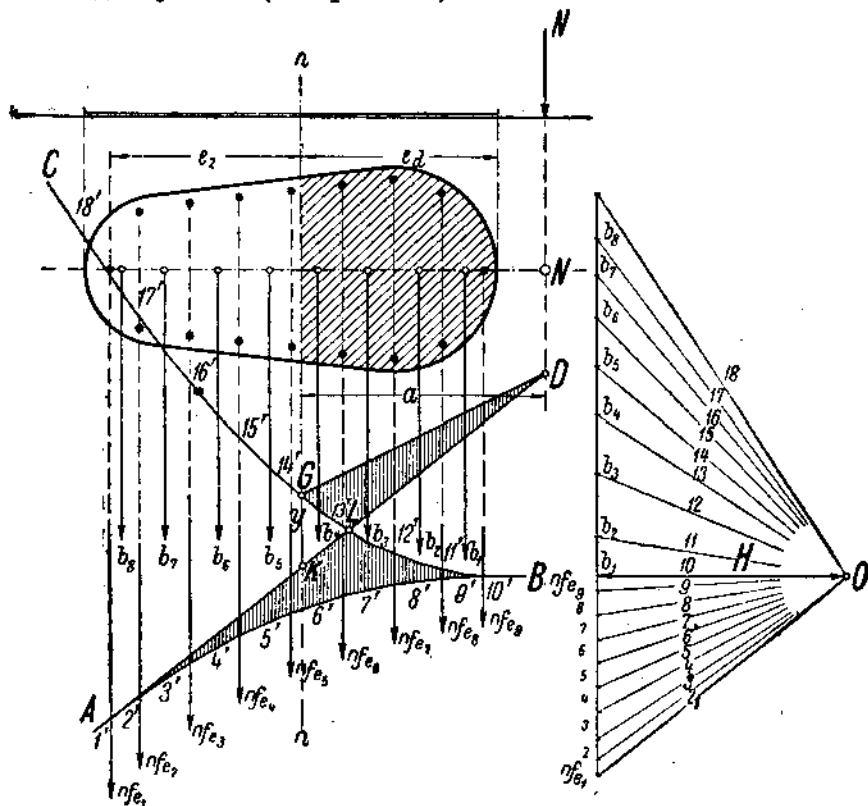
Берем $F_s = 7 \varnothing 20 \text{ мм} = 21,98 \text{ см}^2$, $F'_s = 3 \varnothing 18 \text{ мм} = 7,62 \text{ см}^2$.

§ 57. Расчет поперечных сечений произвольного вида (графический способ).

Для расчета сечений сложного очертания*, подвергающихся внецентренному сжатию (растяжению), аналитический способ представляется уже довольно сложным, и для таких сечений удобнее пользоваться графическим способом.

Этот способ заключается в нахождении положения линии Мора, зная которое легко определить наибольшие напряжения σ_1 и σ_2 при внецентренном сжатии для сечения самого сложного вида, но хотя бы с одной осью симметрии (черт. 420).

Пусть перпендикулярно к плоскости поперечного сечения действует сжимающая сила N , тогда изгибающий момент будет Na , где a —искомое расстояние до нулевой (нейтральной) линии.



Черт. 420.

Ход графического построения, предложенного проф. Гуиди (Guidi) для железобетонных сечений, следующий.

Прежде всего, начиная со стороны сжатой зоны, разделяют все поперечное сечение бетона (не принимая во внимание арматуры) на полосы, к центрам тяжести которых прикладывают величины площадей этих полос как силы ($b_1, b_2, b_3 \dots$); также наносятся, как силы, начиная со стороны растяжения, n -кратные площади железа по линии их центров тяжести $n f_{e_1}, n f_{e_2}, n f_{e_3} \dots$. После этого строят многоугольник сил с произвольным полюсным расстоянием H , причем вниз от горизонтального луча сил (10) откладывают силы $n f_{e_i}$, а вверх силы b_i в той последовательности, как показано, т. е. начиная справа.

По этому многоугольнику сил строят веревочный многоугольник, в котором часть AB относится к n раз взятым сечениям железа, а часть BC —к бетонным полоскам.

* Например, кольцевое сечение железобетонных фабричных дымовых труб.

Наконец, переносят по вертикали точку приложения силы N на продолжение первой стороны веревочного многоугольника, и из точки пересечения D проводят линию DG так, чтобы обе заштрихованные площади были бы равновелики.

Так как площадь ABL известна, то легко пробами, путем сдвижения точки G , найти правильное положение DG . Эта точка G пересечения проведенной линии с одной из сторон веревочного многоугольника, отвечающего бетонным площадкам, и дает положение искомой линии Мора, по которой напряжения в сечении равны 0; ее проводят нормально к оси симметрии сечения, на которой лежит точка приложения силы N .

Найденная линия Мора обладает тем свойством, что расстояние a от нее до точки приложения сжимающей силы N равно отношению момента инерции рабочей части сечения к статическому моменту той же части относительно линии Мора, т. е.

$$a = \frac{J'}{S'}.$$

При этом, статический момент

$$S' = H \cdot y,$$

где y — отрезок между первой стороной AD и последней стороной у G веревочного многоугольника, а приведенный момент инерции равен *.

$$J' = 2H \text{ площ. } ABGK.$$

Следовательно,

$$a = \frac{J'}{S'} = \frac{2 \text{ площ. } ABGK}{y} \quad \text{или} \quad \frac{ay}{2} = \text{площ. } ABGK.$$

Но $\frac{ay}{2}$ есть площадь треугольника DGK , поэтому $DGK = ABGK$, т. е. заштрихованные площади должны быть равны.

Что касается самого отношения $a = \frac{J'}{S'}$, то правильность его можно доказать следующим образом (черт. 421).

Обозначим напряжение в бетоне на расстоянии v от нейтральной линии $n-n$ через σ , и величину элементарной площадки сечения через dF .

Сжимающая сила N должна находиться в равновесии с внутренними силами:

$$N = \int \sigma \cdot dF.$$

$$\sigma = v \operatorname{tg} \gamma,$$

$$N = \operatorname{tg} \gamma \int v dF = \operatorname{tg} \gamma \cdot S',$$

так как $\int v \cdot dF$ — представляет статический момент приведенной площади сечения относительно нейтральной линии.

Также момент внешних сил относительно нейтральной линии должен быть равен моменту нормальных напряжений, т. е.

$$M = Na = \int \sigma v dF;$$

$$\operatorname{tg} \gamma S' \cdot a = \operatorname{tg} \gamma \int v^2 dF = \operatorname{tg} \gamma \cdot J'.$$

* С. Тимошенко. Сопротивление материалов, 1913 г., стр. 106.

$$a = \frac{J'}{S'}$$

Таким образом, определив положение нейтральной линии, легко перейти к вычислению напряжений по формуле:

$$\sigma_b = \frac{M}{J'} \cdot v = \frac{N a v}{J'} = \frac{N}{S'} \cdot v = \frac{N v}{H y},$$

$$\sigma_{b \max} = \frac{N e_d}{H y}, \quad (160)$$

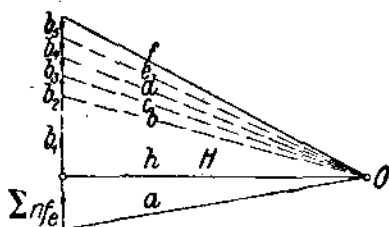
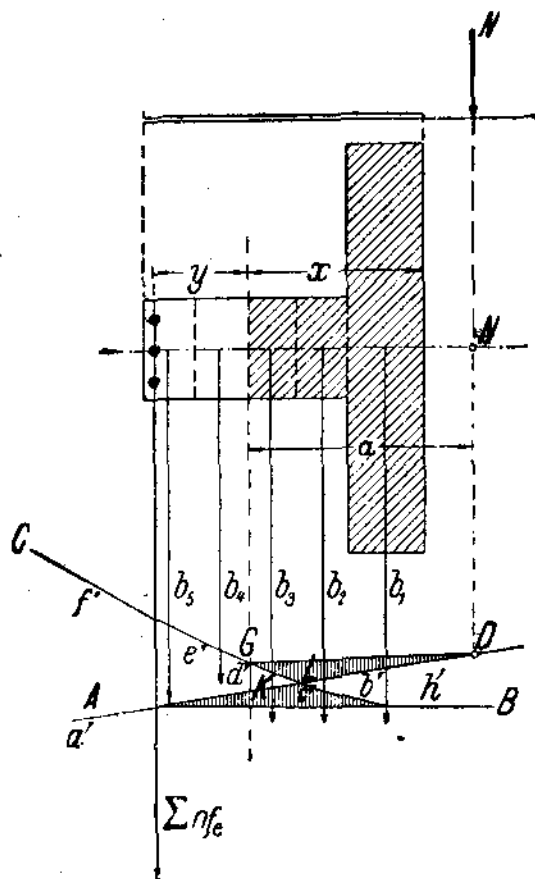
$$\sigma_{s \max} = n \cdot \frac{N e_s}{H y} \quad (161)$$

При большом эксцентриситете силы N площадь DGL получается очень вытянутой, а y очень малым, отчего формулы для определения напряжений становятся неточными. В этих случаях лучше напряжения вычислять по формуле:

$$\sigma_b = \frac{N a v}{J'},$$

где $J' = 2H \cdot \text{пл. } ABGK$.

Изложенный графический метод для общего случая значительно упрощается для таврового или прямоугольного сечения. Ход расчета остается тот же,



Черт. 422.

причем, если в тавровом сечении имеется только одна нижняя арматура (черт. 422), то тогда для силы $\Sigma n f_e$ веревочный многоугольник образует горизонтальную линию, а площадь ALB принимает форму треугольника. Благодаря этому облегчается нахождение равных площадей, и DG проводится без особых проб.

Кроме изложенного способа Мора-Гуиди, в последнее время проф. Шпангенбергом предложен другой графический способ определения напряжений при внецентренном сжатии, по которому не требуется нахождения равновеликих площадей, причем он пригоден как для расчета сечений по стадии II, так и по стадии I, а также и для неармированных каменных столбов *.

Оба способа, Мора и Шпангенберга, применимы также и для расчета сечений на внецентренное растяжение.

* См. „Bauingenieur“, II. 10, 1925.

Герм. Бет. Союз. „Проектирование и расчет железобетонных сооружений“, ч. I, стр. 313.

РАМНЫЕ КОНСТРУКЦИИ.

§ 58. Типы рам.

С расцветом железобетонного строительства, уже свыше двадцати пяти лет находят широкое применение жесткие рамные конструкции, или просто рамы.

Рамами называются такие конструкции, в которых стойки, вертикальные или наклонные, жестко скреплены с балками (ригелем)—горизонтальными, наклонными, ломаными или изогнутыми, образуя в статическом отношении одно целое.

Преимущества такой конструкции заключаются в том, что, благодаря жесткому соединению в углах, ригель передает стойкам не только вертикальную нагрузку, но и часть изгибающего момента. С уменьшением же изгибающего момента в ригеле уменьшаются его размеры и вес за счет стоек, что представляется выгодным, так как собственный вес ригеля увеличивает изгибающие моменты в его сечениях, вес же стойки не вызывает дополнительного изгиба.

Конструктивные формы жестких рам очень многообразны.

Рамы бывают с одной стойкой—закрепленной (черт. 423); с двумя стойками или однопролетные (черт. 424) и с многими стойками, или многопролетные, неразрезные (черт. 425). Особенно часто встречаются однопролетные рамы, состоящие, обычно, из двух стоек и жестко скрепленного с ними ригеля, который может быть прямым (*a, f, h*), наклонным (*b*), ломаным (*c, d, g*) или криволинейным (*e*)*.

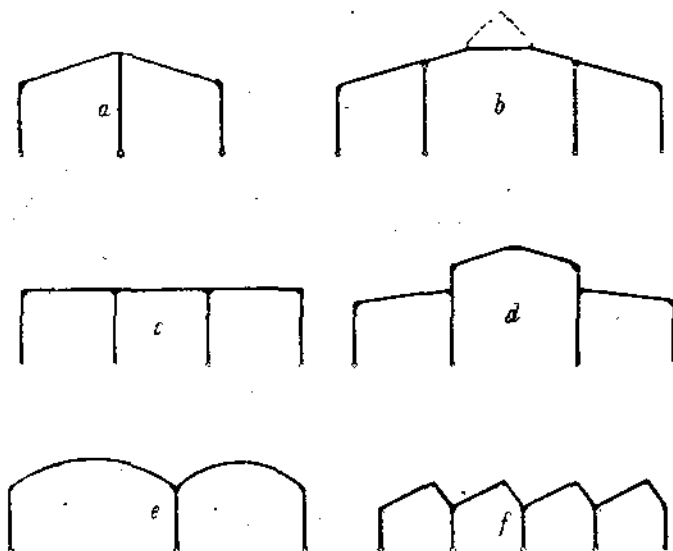
У многопролетных рам промежуточные стойки могут быть конструированы как качающиеся колонны (*a, b*) или как жестко-скрепленные с ригелем (*c, d, e, f*); в первом случае, по существу, ригель однопролетной рамы (например тип *c* по черт. 424) подпирается в одной или нескольких точках.

Рамы, расположенные одна над другой и связанные в одно целое, образуют так называемые „многоярусные“ или „этажные“ рамы (черт. 426). Эти рамы часто применяются при возведении зданий, где составными элементами таких рам являются стропила и балки междуэтажных перекрытий, жестко связанные со столбами.

Различают еще „замкнутые“ рамы (черт. 427), встречающиеся также при постройке монолитных зданий (например крыши *a, b*), силосов, резервуаров (*c*) и пр.

* Треугольную раму (*g*) и угловую раму или полураму (*h*), состоящую из одной стойки и одной балки, можно рассматривать как частные случаи однопролетных рам.

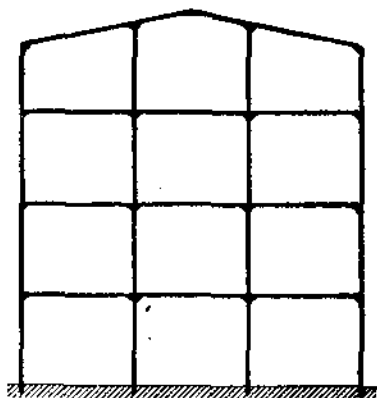
Затем, в зависимости от устройства опор, рамы разделяются на шарнирные (например, черт. 424, *a, c, e, g, h* и черт. 425) и бесшарнирные, или с заделанными стойками (например, черт. 424, *b, d, f* и черт. 426).



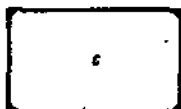
Черт. 425.

Устройством же опор обуславливается и статическая неопределимость рамы, причем она считается столько раз статически неопределимой, сколько лишних неизвестных она заключает.

Так, однопролетная двухшарнирная рама (черт. 424, *a, c, e, g, h*) однократно статически неопределима, так как два шарнира дают $2 \times 2 = 4$ неизвестных, а для их определения мы располагаем только тремя уравнениями статики, прибавляя же третий шарнир в середину ригеля, раму можно сделать статически определимой, имея 6 неизвестных и 6 уравнений статики; однопролетная рама с заделанными опорами (черт. 424 *b, d, f*) будет трижды статически неопределимой, так как две опоры дают 6 неизвестных, а уравнений статики—3; однопролетная двухшарнирная рама с затяжкой (например, черт. 424, *e*), считая соединение последней шарнирным, будет иметь всего $2 \times 2 + 2 \times 2 = 8$ неизвестных и $2 \times 3 = 6$ уравнений статики, т. е. будет дважды статически неопределимой; двухшарнирная рама со средней качающейся стойкой (черт. 425, *a*) также будет дважды статически неопределимой ($4 \times 2 - 2 \times 3 = 2$); однопролетная двухэтажная монолитная рама с заделанными опорами будет иметь шесть статически неопределимых величин и т. д.



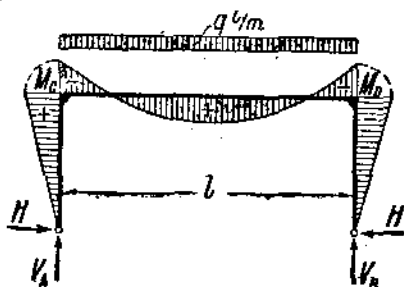
Черт. 426.



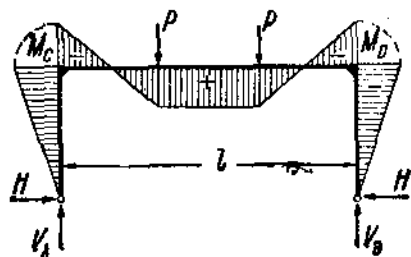
Черт. 427.

Всякая рамная конструкция подвержена действию собственного веса и полезной нагрузки, причем здесь так же, как и у балок, различают непосредственную нагрузку и узловую, передаваемую через посредство продольных балок.

Кроме вертикальной нагрузки, возможна также и горизонтальная нагрузка от действия ветра и пр., которая также может передаваться в виде равномерно-распределенной нагрузки, или сосредоточенной на узлы конструкции.



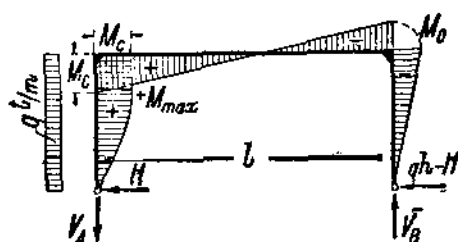
Черт. 428.



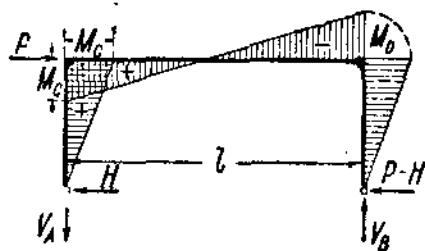
Черт. 429.

На черт. 428—431 представлены примерные эпюры моментов, с соответствующими опорными реакциями для однопролетной двухшарнирной рамы, для разных случаев нагрузки.

В соответствии с обыкновенными балочными конструкциями за положительные изгибающие моменты принимаются те, которые вызывают рас-



Черт. 430.



Черт. 431.

тяжение на нижней стороне ригеля и на внутренней стороне внешних стоек рамы.

Рамы имеют особенно важное значение при постройке обширных помещений различных общественных, промышленных и предназначенных для технических целей сооружений. Для перекрытия больших помещений находили применение рамы пролетом свыше 25 м. Однако, для очень больших пролетов железобетонные (однопролетные) рамы, в общем, обходятся несколько дороже, чем железные фермы, что объясняется получающимся в таких случаях нерациональным соотношением между полезной нагрузкой и значительным собственным весом.

§ 59. Конструкция рам.

Конструирование рам, приспособляемое к действию внешних и внутренних сил, подчиняется, в общем, тем же правилам и приемам, которые были изложены в предыдущих главах для балок и колонн.

Основная арматура рамы в различных ее сечениях определяется по невыгоднейшим наибольшим положительным и отрицательным моментам в соединении с одновременно возникающими нормальными силами.

Поперечное сечение рам обыкновенно прямоугольное или тавровое, иногда же бывает прямоугольное с неограниченной шириной (гладкие рамы).

При небольших рамах расстояние между ними устанавливается такое, чтобы перекрывающая их плита не получалась слишком толстой. Если же расстояние между рамами более или менее значительное, то по ним устраивается ребристое перекрытие.

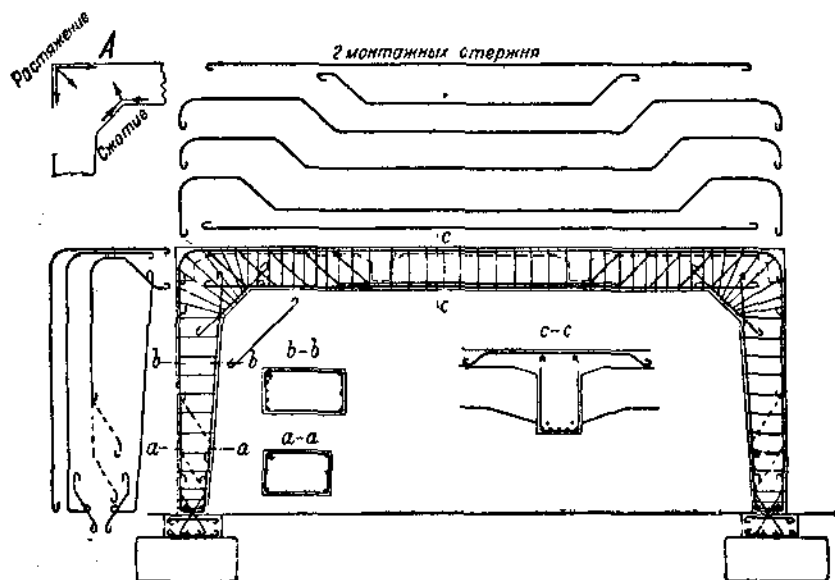
Так как рамы обычно опираются на отдельные фундаменты и в то же самое время представляют одно монолитное целое, фундаменты их должны устраиваться с исключительной надежностью. При этом, вследствие возникновения наклонных опорных сил (и моментов при заделанных опорах), подошвы стоек и фундаментов следует устраивать так, чтобы предельные положения опорной равнодействующей не вызывали перенапряжения в бетоне стойки и в грунте основания.

Заполнение между рамами (наружные стены), устраиваемое в плоскости элементов самих рам, может быть кирпичное, из пустотелых камней, из разных легких материалов, железобетонное, железобетонное и пр. Иногда же вместо заполнения возводятся самостоятельные стены, поставленные рядом с рамами и не влияющие на деформации самих рам.

1. Однопролетные рамы.

Прежде всего рассмотрим двухшарнирную раму с горизонтальным ригелем (черт. 432), для которой эпюры моментов приведены выше (черт. 428 — 431).

Рамы, поставленные на некотором расстоянии друг от друга, моно-



Черт. 432.

литно связаны продольными балками и плитой, т. е. перекрытие представляет ребристую конструкцию, главными балками которой являются рамы.

Стойки рам конструируются, как столбы, подверженные внецентральной нагрузке, т. е. имеют продольные стержни в растянутой и сжатой зоне, связанные между собою хомутами.

Соответствующим распределением продольных стержней достигается приспособление к невыгоднейшим моментам. Показанное на чертеже постепенное увеличение поперечного сечения стоек кверху и косой переход (вуты) от стоек к ригелю рационально приспособлены к изменению моментов. Иногда, при большой горизонтальной составляющей опорной реакции, может потребоваться обеспечение стойки и против скалывающих напряжений применением косых стержней (пунктир).

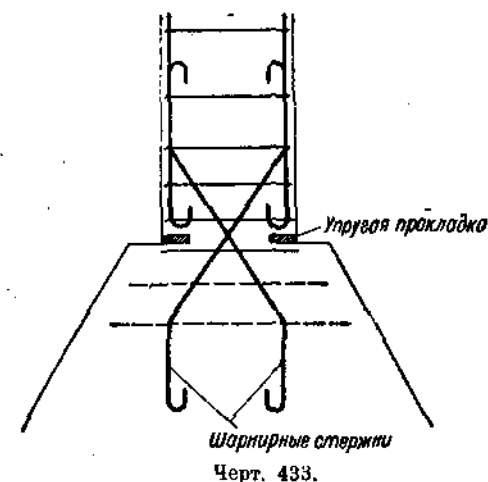
Ригель рамы армируется подобно закрепленной балке, применительно к невыгоднейшим положительным и отрицательным моментам, причем в местах положительных моментов принимается в расчет тавровое сечение с сжатой плитой, тогда как в местах с отрицательными

моментами — только прямоугольное сечение. Как и в балках, обеспечение против скалывающих напряжений (косых растягивающих) достигается отгибом рабочих стержней ригеля в соединении с хомутами; в данном случае отгибы стержней распределены от углов рамы до точек приложения сосредоточенных грузов, передаваемых через посредство продольных балок. Затем, часть отогнутых стержней ригеля должна пропускаться в стойку рамы и заканчиваться крюками; также и внешние стержни стоек должны заходить достаточно далеко в ригель.

В углах рамы, где растяжение получается у вершины исходящего угла (черт. 432А), внешние стержни закручиваются, чтобы возможна была передача им растягивающих усилий, без разрушения бетона; здесь равнодействующая растяжения направлена во внутрь и действует сжимающим образом на бетон.

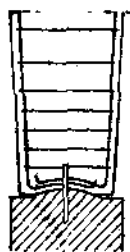
С внутренней, сжатой стороны угла, рабочие стержни продолжаются внутрь угла, а вдоль скоса укладываются отдельные стержни; укладка непрерывных стержней по контуру угла не допускается, во избежание перенапряжения и откалывания бетона в месте перелома стержней.

Так как ригель рамы является здесь главной балкой перекрытия и рабочие стержни плиты идут параллельно ригелю, то необходимо над последним укладывать дополнительные стержни (разрез с — с).

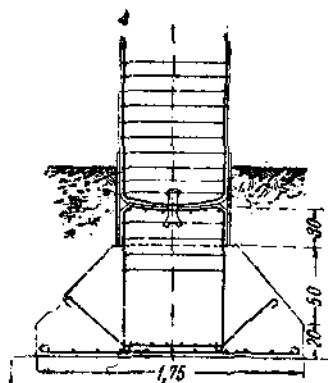


Черт. 433.

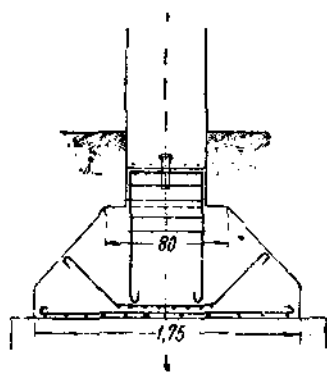
Шарнирное сопряжение стоек с фундаментом образовано при помощи крестообразно пересекающихся стержней (черт. 432 и 433). Такое соединение не вполне обеспечивает свободное поворачивание, и в нижнем сечении опоры может появляться некоторый момент.



Черт. 434.



Черт. 435.



Настоящие шарниры (железные, чугунные, каменные) в железобетонных сооружениях, вообще, встречаются только в редких случаях, при особенно больших пролетах и нагрузках, например в мостах.

В большинстве же случаев применяются именно упрощенные шарниры, устраиваемые различными способами.

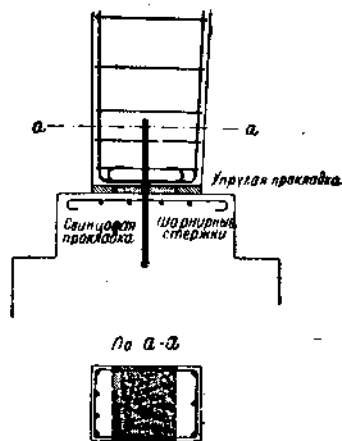
Кроме указанного вида (черт. 433), шарнир может быть образован вкладыванием железного штыря, соединяющего стойку с фундаментом, причем по краям прокладывается просмоленный войлок или железные листы по несколько закругленной поверхности, чтобы сделать возможным свободное поворачивание (черт. 434 и 345).

Промежуточный слой между опорой и фундаментом в больших рамах может быть выполнен из свинцовой прокладки (черт. 436), через которую пропускается два вертикальных шарнирных стержня для воспрепятствования горизонтальному сдвигу.

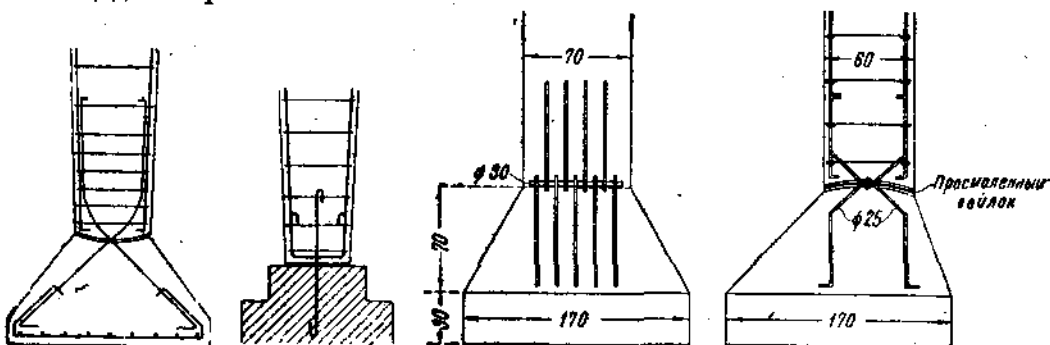
Применяются и другие способы устройства шарнирных опор, представленные на черт. 437, 438 и 439.

Но во всех случаях следует иметь в виду, что давление стойки сосредоточивается в шарнире на небольшой площади и что поэтому необходимо как у низа рамных стоек, так и у верхней грани фундамента или у особого шарнирного камня (черт. 432) проложить достаточное количество поперечной арматуры, имеющей целью воспрепятствовать возникновению трещин, вследствие стремления бетона к поперечному расширению при продольном сжатии.

Иногда стойки рам устанавливаются на бутовом (бетонном) фундаменте через посредство железобетонных опорных подушек (черт. 440). Такая установка стойки значительной площадью на фундаменте является чем-то средним между заделкой и шарниром и при расчете принимается за то или другое, смотря по величине площади соприкасания.



Черт. 436.



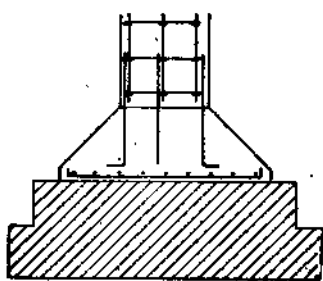
Черт. 437.

Черт. 438.

Черт. 439.

Наконец, стойки рам могут быть жестко скреплены с фундаментом.

На черт. 441 показана однопролетная рама с горизонтальным ригелем и с заделанными опорами. Как видно из эпюры моментов (черт. 442), в стойке моменты меняют свой знак от места закрепления до угла рамы. Для восприятия момента заделки, в фундамент заделываются стержни, с которыми связываются стержни стоек; заделка непосредственно в фундамент продольных стержней стойки не рекомендуется, так как это затрудняет производство работ.



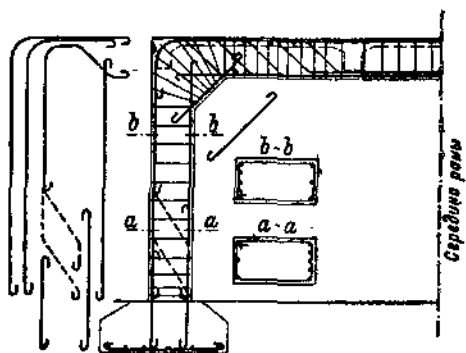
Черт. 440.

В остальном, т. е. армирование углов рамы и ригеля, подобно ранее рассмотренному у двухшарнирной рамы (черт. 432), с соответствующим, конечно, приспособлением арматуры к иным изгибающим моментам, вызванным заделкой стоек в фундаментах.

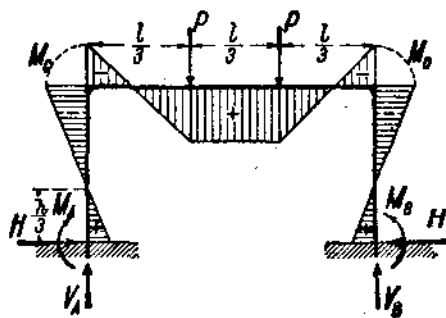
На черт. 443 показана другая конструкция заделанной стойки рамы. Рама с изломанным ригелем (черт. 424, с) конструируется по тем же основным положениям, что и рама с горизонтальным ригелем.

Здесь особенное внимание должно быть обращено на устройство арматуры в месте перелома ригеля, где растяжение приходится с внутренней стороны (черт. 444).

Так как равнодействующая растяжения направлена наружу, то растянутое железо стремится оторваться от бетонного ядра. Воспрепят-

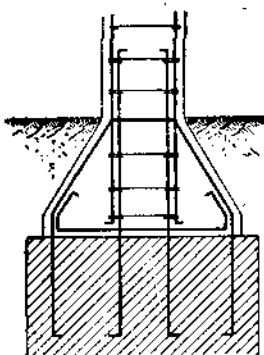


Черт. 441.



Черт. 442.

ствовать этому можно правильным расположением рабочей арматуры и постановкой достаточного количества хомутов. Нижние растянутые стержни не должны идти по внутреннему очертанию угла, а пропускаются с каждой стороны, как можно дальше (за пересечение друг с другом), и закрепляются в сжатой зоне угла, в горизонтальной же части угла укладываются отдельные стержни.



Черт. 443.

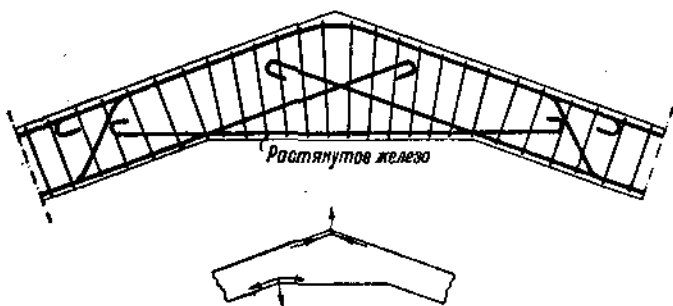
Сжатые стержни не должны стыкаться в самой вершине угла.

Для возможности правильного конструирования подобных углов рамы ребро должно иметь достаточную ширину, а железо — достаточную толщину, чтобы выиграть место для пересечения стержней.

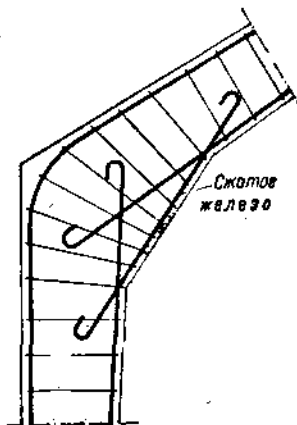
Армирование внешних углов рамы (черт. 445) производится подобно тому, как и при раме с горизонтальным ригелем.

В случае получения слишком большой высоты сечения в углах рамы (вут), в них может быть применена спиральная арматура (черт. 446).

Горизонтальный распор, действующий внизу опор, воспринимается часто только противодействием давления грунта на фундамент и трением. В некоторых же случаях (например, при удовлетвори-



Черт. 444



Черт. 445.

тельным основанием) рамы снабжаются затяжкой, располагаемой, обыкновенно, под поверхностью пола (черт. 447). В этом случае железные стержни окружаются бетоном, чтобы предохранить железо от ржавления.

В промышленных зданиях встречаются также рамы, у которых горизонтальный распор воспринимают затяжкой из железа или железобетона, помещаемой выше линии опор.

На черт. 448 представлена рама с изломанным ригелем и с затяжкой на высоте внешних углов, называемая также шпренгельной рамой (Rahmensprengwerke).

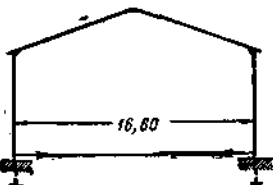
Сравнивая эпюры моментов для обыкновенной двушарнирной рамы и для рамы с затяжкой на высоте жестких углов (черт. 449 и 450), можно видеть характерные различия обеих систем. В то время как у рамы без затяжки возникают большие отрицательные моменты в стойках и в углах, а в середине ригеля большие положительные моменты, у рамы с затяжкой моменты получаются значительно меньшие и, что особенно характерно, в вершине угла вместо положительных моментов появляются отрицательные.

В конструкции, показанной на чертеже 448, плита крыши расположена непосредственно по ригелям рам, без второстепенных балок, а к железобетонным затяжкам, снизу их, подвешен потолок. При помощи висячей стойки (подвески) вес от затяжки и подвешенного потолка передается на вершину системы.

Арматура ригеля приспособлена к эпюре моментов, причем в местах с положительным моментом при расчете принимается тавровое сечение.

Затяжка, воспринимая горизонтальный распор, в то же время под влиянием собственного веса и подвешенного потолка подвержена изгибающим моментам, соответствующим балке на 3-х опорах.

Если затяжка выполнена одновременно с железобетонным потолком (т. е. монолитно), то для отрицательных моментов затяжки, в месте подвески, имеется тавровое сечение, так как плита находится внизу, в зоне сжатия. Впрочем, вследствие наличия растягивающей силы в затяжке, принятие в расчет сжимающих напряжений зависит от соотношения растягивающей силы к изгибающему моменту.



Черт. 447.

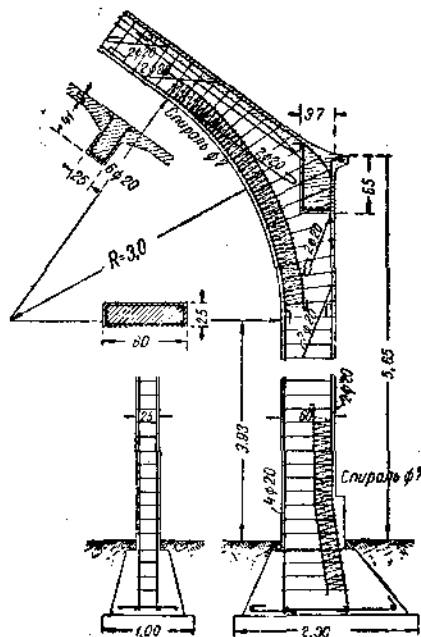
Висячая стойка подвержена, главным образом, продольной силе и в очень малой степени изгибающему моменту; большей величины моменты в стойке могут получиться при действии горизонтальных сил ветра.

Стойки рамы могут конструироваться, как шарнирные (черт. 448 левая), или как заделанные (правая).

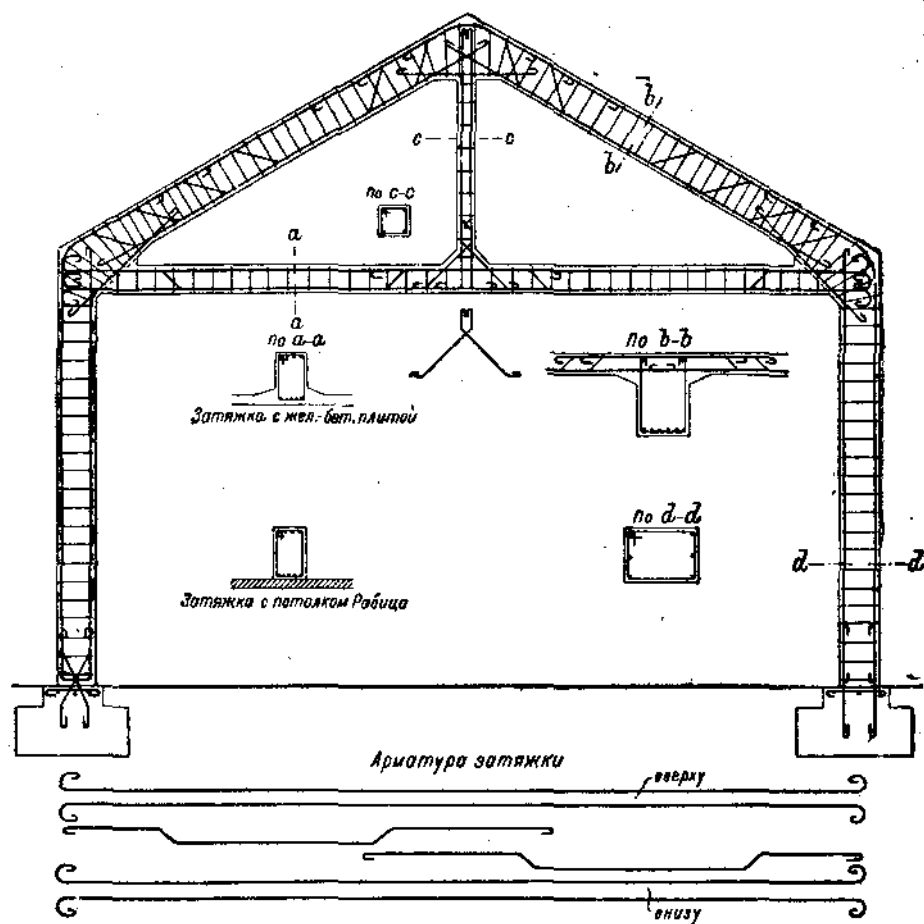
При раме с заделанными стойками, меньшая степень статической неопределимости может быть получена при расположении в вершине стоек (т. е. под затяжкой) шарниров.

Подобным же образом конструируются рамы с трапециoidalным ригелем (черт. 424, d), с затяжкой и двумя висячими стойками.

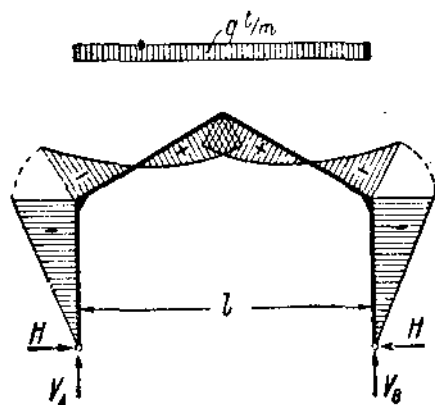
В рамах с затяжкой, как и в арках, особое внимание надо обращать на хорошее закрепление концов затяжки в раме и на достаточное количество подвесок, во избежание прогиба затяжки, а при железной затяжке — и на устройство муфт для возможности подтягивания ее.



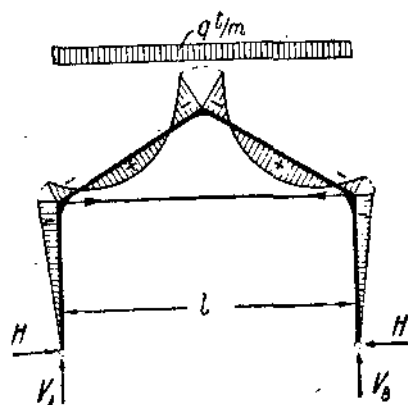
Черт. 446.



Черт. 448.



Черт. 449.

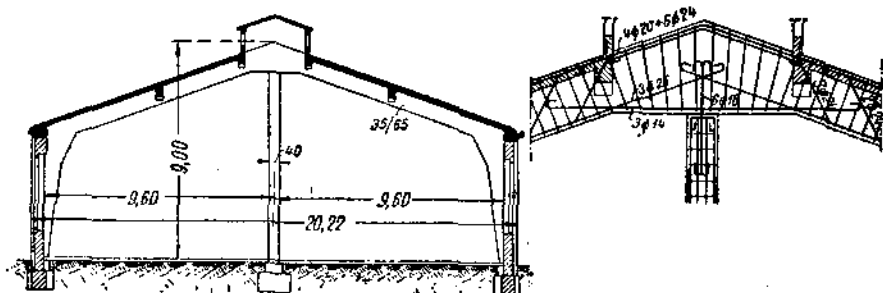


Черт. 450.

2. Многопролетные и многоярусные рамы.

Если вершину однопролетной двухшарнирной рамы подпереть снизу стойкой (черт. 425, а), то это окажет выгодное влияние на распределение моментов, подобное тому, как при устройстве затяжки на высоте жестких углов.

При устройстве средней стойки, как качающейся колонны, и при крайних стойках, жестко связанных с ригелем и шарнирно с фундаментами (черт. 451), вся система получится дважды статически неопредели-

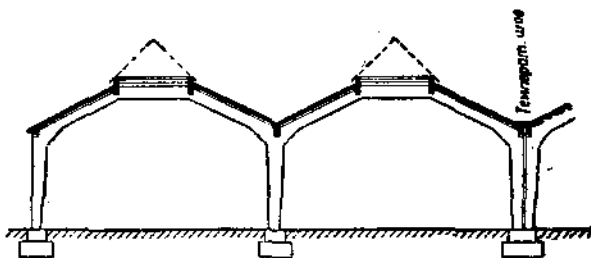


Черт. 451.

мой. Эпюра моментов подобна таковой для двухпролетной балки, с закрепленными крайними опорами.

Подбор сечения и распределение арматуры сообразуется как с возникающими моментами, так и скалывающими напряжениями.

Промежуточная средняя стойка, при условии, что она работает как качающаяся колонна, конструируется как обыкновенная тонкая железобетонная стойка, на которой лежит ригель рамы. При такой стойке вовсе не устраивают шарниров, или ограничиваются соединением стойки с ригелем несколькими вертикальными стержнями, проходящими через середину стойки. Такая стойка, благодаря незначительной жесткости, не будет препятствовать тем незначительным перемещениям



Черт. 452.

опоры ригеля, которые могут быть при различных случаях нагрузки. Между прочим, благодаря промежуточной опоре, горизонтальный распор у шарниров крайних стоек при постоянной нагрузке уменьшается на пятую часть по сравнению с той же рамой, но без таковой стойки.

Если по каким-либо соображениям, например, при устройстве краевых консолей, требуется сильная промежуточная стойка, которая при расчете рамы принимается как качающаяся колонна, то такую стойку необходимо устраивать с шарнирами.

Но если при сильных промежуточных стойках никаких шарниров не устраивается, то тогда их следует рассматривать как промежуточные стойки рамы, жестко связанные с ригелем.

На черт. 452 — 453 представлен пример такой двухпролетной рамы с шарнирами внизу и жестким скреплением всех стоек с ригелем.

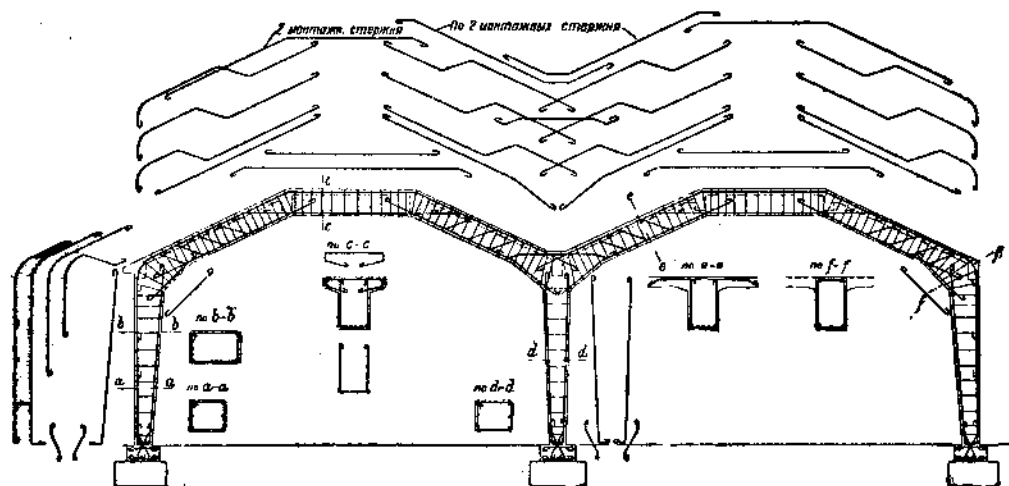
Рама эта явится трижды статически неопределимой. Форма ригеля в каждом пролете трапецидальная, вследствие устройства сверху световых фонарей.

Также и в этой системе целесообразное распределение арматуры должно быть приспособлено к возникающим моментам и скалывающим напряжениям.

Особенное внимание обращается на перекрещивание рабочих стержней у внутренней поверхности жестких углов и на расположение арматуры над промежуточной стойкой рамы для обеспечения против отрицательных опорных моментов.

При обширной площади перекрываемого пространства устраиваются температурные швы, отделяющие рядом стоящие рамы (черт. 452). Кроме облегчения сооружению температурным и усадочным изменениям, такое подразделение сооружения на части приводит и к меньшей статической неопределимости конструкции.

Заметим еще, что разделение фундамента не делается, но его следует обеспечить против возможного разрыва расположением соответствующей арматуры под швом, у верхней поверхности.



Черт. 453.

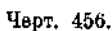
Подобным же образом конструируются и трехпролетные (с четырьмя стойками) рамы (черт. 425, б, в, г), причем промежуточные опоры могут устраиваться или как качающиеся колонны или как жестко-скрепленные с ригелем. Нередко качающиеся стойки предпочитаются, в виду большей ясности статического расчета. Армирование такой рамы подобно трехпролетной неразрезной балке с заделанными концами. Целесообразно в трехпролетных рамах средний пролет делать несколько большей величины, чем крайние.

На черт. 454—455 показан пример трехпролетной рамы с заделанными опорами в фундаментах.

Эти рамы составляют остов деревообделочного завода, построенного в г. Ревеле в 1912 г. Рамы расположены друг от друга на расстоянии в 12,80 м. Ригель рамы, представляя собою стропило над боковыми пролетами, имеет уклон в $\frac{1}{4}$, а над средним пролетом в $\frac{1}{1}$, для образования светового фонаря.

В виду значительного расстояния между рамами, в каждом промежутке установлены еще по 2 стропила, опорами для которых служат сильные продольные балки, закрепленные между внутренними столбами рам, и пустотелая балка треугольного сечения, проложенная по коньку и играющая в то же время роль служебного мостика. Эти продольные балки, кроме того, служат опорами для верхнего света и жесткой связью между рамами и промежуточными стропилами; последние опираются еще на наружные столбы, между которыми расположены окна.

1



Столбы (Стойки), как элементы этажных рам вообще, подвергаются действию изгибающего момента, причем, смотря по тому, внутренние они или наружные (крайние), и смотря по расположению нагрузок, могут испытывать изгиб в одну или в обе стороны (черт. 457).

Такого рода жесткий остов является весьма целесообразным при возведении зданий с обширными и тяжело-нагруженными перекрытиями, например, фабрично-заводские здания, складочные помещения, магазины и пр.

Почти все рамы являются в большей или меньшей степени статически-неопределимыми системами.

Расчет рам в настоящее время можно считать уже достаточно разработанным, и в последние годы усилия многих инженеров, под давлением требований практики, были направлены на изыскание возможно быстрых, простых и в то же время верных решений, а также на приведение в стройную систему установившихся методов расчета рам.

За эти годы наша техническая литература значительно обогатилась трудами по расчету рамных конструкций, как оригинальными, так и переводными (с немецкого языка), в которых можно найти изложение всех наиболее употребительных методов расчета рам*.

Все существующие методы расчета рам разделяются на: 1) аналитический, 2) графический, или вернее, графо-аналитический и 3) экспериментальный или механический.

Главная масса изысканий последнего времени относится к аналитическим решениям, и имеются десятки приемов, упрощающих эти решения. Правда, окончательных обобщений этих приемов еще не дано, но уже сделаны и в этом направлении довольно удачные попытки. Во всяком случае, в распоряжении инженеров-расчетчиков в настоящее время имеется достаточно материала, дающего возможность избрать для решения данной задачи тот способ, который наиболее подходит к ее особенностям.

Графо-аналитический метод, разработанный Штрааснером (Strassner) и Зутером (Suter), основан на использовании свойств фокусных точек упруго-заделанных стержней. Всякая рама имеет в каждом элементе по два фокуса (как и в неразрезных балках и сводах), по нахождении которых задача работы рамы при любом ее нагружении легко решается тем же путем, как и в неразрезных балках. При расчете рам по методу фокусов безразлично, будут ли опоры заделанными или шарнирными, т. е. при этом методе не приходится считаться с понятием о статической неопределимости. По этому методу достигается не только сравнительная простота, но и наглядность решения. Степень же точности результатов практически вполне достаточная, но следует иметь в виду, что кроме случайных ошибок, источником их может быть цепная зависимость между фокусами, нахождение которых поэтому должно производиться с особой тщательностью.

Экспериментальный метод решение основан, вообще говоря, на теореме Максвелла о взаимности перемещения, и осуществляется он на моделях проектируемых систем, составляемых из гибких стержней при посредстве особого набора аппаратуры.

Можно указать на два таких способа, решающих задачи строительной механики совершенно различно.

Способ Риекгофа (Rieckhof) **, известный под названием „Nupubest“ (Nullpunktbestimmung), состоит в том, что, собрав модель системы,

* Д. Я. Акимов-Перетц. Расчет рамных систем, 1931. Ульяновский Г. В. Расчет рамных конструкций, 1931, 6 изд. Фармаковский В. П. Расчет жестких рам, 1931. Жемочкин В. Н. Расчет статически неопределимых систем (способ угловых деформаций), 1931. Гвоздев А. А. Расчет статически неопределимых систем, 1927. Самойлов А. А. Расчет рам по методу фокусов, III вып. Трудов МИИТ, 1927. Самойлов А. А. Основы расчета рам, III вып. Трудов МИИТ, 1927. Жарский А. В. Рамные железобетонные конструкции, ч. 1 и 2, 1931. Вашицкий В. В. Новый метод расчета балок и жестких рамных систем, 1930. Штаерман Ю. Я. Жесткие рамы и неразрезные балки переменного сечения („Расчет по способу фокусов“), 1929. Левит М. А. Приближенный расчет на давление ветра многоярусных многопролетных конструкций („Из опыта капитального строительства текстильной промышленности“, 1930, стр. 75 — 92). Безухов Н. И. К расчету рамных конструкций (ТМИИГ, вып. X, 1929 и вып. XV 1930). Гелер В. Жесткие рамы, 1928. Лазер В. Расчет многоярусных рам при действии вертикальных нагрузок, 1929. Бейер К. Статика железобетонных сооружений, Герм. Бет. Союз, ч. II, 1928. Канн Ф. Расчет железобетонных конструкций 1928. Клейнгольд А. Формулы для расчета рамных конструкций, 1928. Клейнгольд А. Формулы для расчета сложных рам, 1927.

** „Строительная Промышленность“ № 4, 1926, стр. 313 — 315.

к ней прикладывают произвольной величины силы или нагрузки, соответствующие по направлению и виду тем, которые должны быть в натуре, и, затем, по полученным деформациям определяют положения нулевых точек, в которых изгибающие моменты равны нулю. Далее, рассматривая эти нулевые точки, как своего рода шарниры, тем самым статически неопределимую систему стержней можно разложить на ряд статически определимых систем стержней, или просто стержней, для которых величины моментов вычисляются уже по обычным правилам.

Другой способ, предложенный Отто Готтшалком (Otto Gottschalk) * дает возможность при помощи иной аппаратуры, названной им „Contino-stat“, вычерчивать на бумаге для собранной модели линии влияния, свойства которых позволяют также решать всевозможные задачи статики; этим способом могут быть решены неразрезные балки, простые и сложные рамы, арки, фермы Виренделя и пр.

Экспериментальные методы, несмотря на их остроумие, все же не могут быть поставлены на ряду с методами аналитическими и графо-аналитическими и пока не получили большого практического применения.

Однако, следует отметить, что хотя при экспериментальном методе и не получается совершенно точных решений, но благодаря его наглядности при нем исключается возможность допущения грубых ошибок. Поэтому, он может быть очень полезен как вспомогательное средство при расчете сложных систем, для проверки (в сомнительных случаях) полученных результатов, а также как наглядное пособие при изучении статически неопределимых систем.

Относительно выбора того или иного метода расчета надо заметить, что каждому типу рам соответствует свой наиболее рациональный метод, дающий наиболее скорое и простое решение.

Простые двухшарнирные рамы без затяжки и с затяжкой, а также симметричные рамы с заделанными стойками наиболее просто рассчитываются по теореме Кастильяно.

Несимметричные рамы с заделанными стойками (трехстержневые), замкнутые рамы (четырехстержневые), симметричные одноярусные с числом стоек не более 4-х, симметричные многоэтажные двустоечные рамы, а также безраскосные фермы (Виренделя) удобнее всего рассчитываются по методу 4-х моментов.

Многостоечные, особенно несимметричные, рамы наиболее просто могут быть решены по методу фокусов, хотя в отдельных случаях при введении нескольких фиктивных опор более скорое решение достигается применением так называемого метода фиктивных шарниров.

Многоэтажные, многостоечные конструкции зданий наиболее просто можно рассчитывать по методу узловых поворотов (угловых деформаций), проще, чем по методу 4-х моментов и по методу фокусов.

Для расчета многоэтажных рам часто применяется и приближенный прием Лёзера, оправдавший свою целесообразность на практике, при действии вертикальных нагрузок, которые в большинстве случаев являются основными.

Для приближенного же расчета многоэтажных многопролетных рам (симметричных относительно вертикальной оси) на ветровую узловую нагрузку может служить прием, предложенный инж. М. А. Левит.

Кроме указанных методов, в некоторых частных случаях целесообразным является применение комбинированных методов, например, метода узловых поворотов и теоремы Кастильяно.

* „Beton und Eisen“, 1927, Н. 15, S. 286 — 292 и 1929, Н. 6, S. 113 — 119.

Так как подробное изложение различных методов расчета рам относится к особому отделу строительной механики, то в дальнейшем будут приведены только общие сведения, в большей части практического характера, и сделаны ссылки на соответствующие труды и пособия, которые могут быть полезны при расчете железобетонных рам.

Заметим еще, что по какому бы методу ни производился расчет рамы, целью его является определение в разных сечениях величин — изгибающих моментов, нормальных и перерезывающих сил для невыгоднейших случаев нагрузки. Имея же эти величины, дальше переходят к подбору поперечных сечений рамы и проверке напряжений по способам, изложенным в главе V о внецентренном сжатии, а также и к расчету на скалывающие напряжения по правилам и приемам, указанным в § 31.

1. Однопролетные рамы.

Расчет рамы начинают с назначения предварительных размеров стоек и ригеля и устанавливают первое приближение очертания оси рамы и соотношение моментов инерции.

Предварительные размеры сечений (по середине ригеля и в углах) могут быть установлены без большой потери времени, пользуясь готовыми формулами Клейнлогеля, приведя форму рамы (нередко упрощая ее) к типовой и приняв все нагрузки, приходящиеся на ригель, как равномерно-распределенные.

По найденным (на основании предварительного расчета) размерам сечений, вычерчивается фасад рамы, который и принимается для окончательного расчета. Большое значение имеет здесь опыт проектирующего; при отсутствии же опыта большую пользу может принести сравнение проектируемой рамы с существующими, подобными проектируемой.

Для небольших рам часто оказывается возможным сохранить предварительно намеченную ось рамы и внести лишь изменения в соотношения моментов инерции; для больших же рам нередко требуется повторение расчета, пока не будет достигнуто достаточное совпадение полученных размеров с ранее принятыми.

Окончательный расчет рамы состоит из: а) определения опорных реакций и изгибающих моментов; б) определения нормальных и перерезывающих сил; затем в) подбора сечений (арматуры); г) проверки напряжений; д) расчета хомутов и косых стержней, а иногда еще и е) проверки стоек на продольный изгиб.

В самом же начале расчета необходимо задаться отношением моментов инерции ригеля и стоек $\frac{J_1}{J_2}$, причем следует помнить, что на уменьшение поперечных размеров ригеля влияет увеличение сечения стоек.

Точное определение величин моментов инерции, а следовательно, и необходимого для расчета отношения $\frac{J_1}{J_2}$, представляет большие затруднения. Обычно, при выборе отношения $\frac{J_1}{J_2}$ допускается принимать для момента инерции стойки или ригеля среднее значение.

Согласно § 40 Вр. норм, при определении моментов инерции разрешается арматуру не принимать во внимание, но зато вводится вся площадь (сжатая и растянутая) бетона.

При шарнирных, уширяющихся кверху, стойках возможно принимать постоянный момент инерции при средней ширине, взятой на высоте 0,65 от шарнира, т. е.

$$d_0 = d \left(0,65 \frac{d_1}{d} + 0,35 \right),$$

где d — ширина стойки у шарнира и d_1 — у вершины стойки.

Более точно средний момент инерции может быть определен по формуле, данной К. Бейером в Статике железобетонных сооружений (Герм. Вет. Союз), на стр. 102:

$$J_m = J_a \frac{\left(\sqrt{\frac{J_a}{J_b}} - 1\right)}{\ln \frac{J_b}{J_a} + 6 \sqrt{\frac{J_a}{J_b}} - \frac{3}{2} \left(\sqrt{\frac{J_a}{J_b}}\right)^2 - \frac{9}{2}} = J_a \cdot k,$$

где J_a и J_b — моменты инерции на концах (вверху и внизу) стержня.

Значение k для различных соотношений $n = \frac{J_a}{J_b}$ приведены в следующей таблице:

n	0,10	0,11	0,12	0,13	0,14	0,15	0,16	0,17	0,18	0,19
k	5,82	5,40	5,03	4,71	4,43	4,19	3,98	3,80	3,65	3,52
n	0,20	0,21	0,22	0,23	0,24	0,25	0,26	0,27	0,28	0,29
k	3,40	3,29	3,19	3,10	3,01	2,93	2,85	2,77	2,70	2,62
n	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90			
k	2,55	2,00	1,70	1,46	1,27	1,13	1,03			

Для восприятия положительных моментов у ригеля рамы часто имеется сжатая плита. Последняя, обыкновенно, принимается во внимание при установлении отношений моментов инерций, вводя ширину плиты тавра

$$b = 6d + b_1 + 2b_2.$$

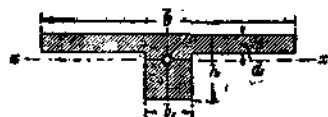
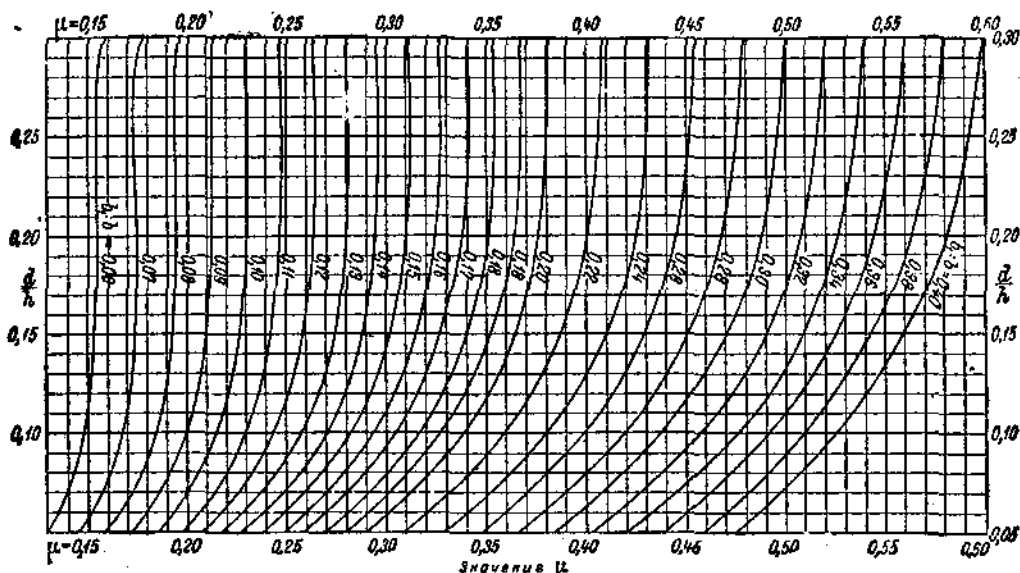


График Штрассера для определения моментов инерции балок таврового сечения по формуле $J = \mu \frac{bh^3}{12}$.



Черт. 458.

Для тавровых сечений, пользуясь графиком Штрассера (черт. 458), можно быстро определять момент инерции по формуле

$$J = \mu \cdot \frac{bh^3}{12},$$

где μ находится как абсцисса, зависящая от отношений

$$\frac{d}{h} \quad \text{и} \quad \frac{b_1}{b}.$$

Например, для

$$\frac{d}{h} = \frac{7}{65} = 0,11 \quad \text{и} \quad \frac{b_1}{b} = \frac{30}{102} = 0,29;$$

$$\mu = 0,435 \quad \text{и} \quad J = 0,435 \cdot \frac{102 \cdot 65^3}{12} = 1\,015\,426 \text{ см}^4.$$

Если толщина плиты очень мала ($d \leq \frac{1}{10} h$), то при определении момента инерции наличием плиты пренебрегают.

Изгибающие моменты, нормальные и перерезывающие силы должны быть определены, по крайней мере, для всех характерных мест, в которых будет производиться подбор сечений (например, в ригеле — в местах продольных балок, у начала вут и в углах, а в стойках в 2—4 местах, причем в месте подкрановых консолей берется два сечения — на уровне приложения силы и непосредственно ниже его), помня, что в ненагруженном стержне рамы моменты изменяются по линейному закону, а перерезывающие силы на всем протяжении такого стержня имеют одну и ту же величину. Все найденные величины моментов, нормальных и перерезывающих сил вписываются в таблицы по графам, соответствующим разным случаям нагрузок и выводятся расчетные значения M , N и Q .

Что касается учета температуры и усадки бетона, то по § 18 Норм НКПС таковой обязан телен только для статически неопределимых сооружений, пролетом в 15 и более метров*.

Согласно приказу ВСНХ от 29/х 1928 г. за № 84, п. 10: „При расчете статически неопределимых систем, нормальных в отношении пролетов и эксплуатационных условий, обычно имеющих место в большинстве фабрично-заводских корпусов, равно как и в конторских, обслуживающих и жилых помещениях, температуру и усадку бетона не учитывать; при этом следить за правильным расположением температурных швов, согласно указаний в нормах Госплана для проектирования железобетонных сооружений. В промышленных сооружениях, имеющих большие пролеты, находящихся в тяжелых температурных условиях (зданий стекольных и др. печей, котельных электростанций и пр.), температурный расчет производить, принимая случай равномерного нагревания; расчет на неравномерное нагревание производить лишь по особому требованию утверждающих проекты органов“.

Заметим еще, что учет влияния температуры и усадки бетона редко вызывает увеличение размеров сечения, полученных при расчете от нагрузки, что объясняется тем, что при учете температуры и усадки существующие Нормы повышают допускаемые напряжения**.

На выбор рамы — шарнирной или заделанной — имеют значение не только экономические соображения, но и местные условия грунта.

Рама с заделанными стойками, вообще говоря, должна быть дешевле шарнирной, но фундаменты для нее получаются более дорогие, так что для окончательного суждения об экономичности нередко требуются сравнительные подсчеты.

При сомнительном и ненадежном грунте следует предпочитать шарнирные рамы заделанным, так как всякое перемещение опор гораздо сильнее сказывается для заделанных рам чем для шарнирных.

* Согласно Единым нормам 1930 г., коэффициент линейного расширения для бетона при изменении температуры на 1° С принимается в 0,000010.

** Согласно Единым нормам 1930 г., при учете ветра, температуры и усадки, допускаемые напряжения для бетонов, 1-й, 2-й и 3-й марок — 90,75 и 60 кг/см², против основных 60, 50 и 40 кг/см², а для железа 1600 кг/см² при основном 1250 кг/см².

Затем, на шарнирные рамы меньше оказывает влияние и изменения температуры, так что в тех случаях, когда можно ожидать больших колебаний температуры, шарнирная рама, будет лучше заделанной *.

Наконец, в смысле статического расчета шарнирные рамы несколько проще заделанных, не исключая и фундаментов.

Когда стойки рам заканчиваются сравнительно небольшими подушками, непосредственно опирающимися на грунт, при котором можно ожидать осадки, то для упрощения расчета возможно их считать шарнирными, предполагая вращение подушек.

Как было сказано выше, расчет рамы может быть произведен разными методами, которые при одинаковых предположениях приводят к одному и тому же результату.

По существу все методы основаны на определении деформаций, зависящих от изгибающих моментов, нормальных и перерезывающих сил.

Расчет однопролетной рамы может быть произведен на основании начала наименьшей работы деформаций, являющимся следствием теоремы Кастиглиано.

По этому способу для определения статически-неопределимых величин служит основное уравнение работы деформаций:

$$A = \int \frac{M^2 ds}{2EJ} + \int \frac{N^2 ds}{2EF} + \int \epsilon \cdot t \cdot N ds, \quad (162) **$$

где интегралы берутся по полной длине всех элементов рамы.

По началу наименьшей работы, производные от A по каждой из статически-неопределимых величин приравняются значениям перемещений в направлении их действия, или нулю, при условии неподвижности опор.

Если в уравнении (162) отбросить влияние на деформации нормальных сил, которые в рамах имеют второстепенное значение, и влияние действия температуры, т. е. оставляя только работу от изгибающего момента, то можно написать:

$$\frac{\partial A}{\partial X_1} = \int \frac{M}{EJ} \cdot \frac{\partial M}{\partial X_1} ds = 0,$$

$$\frac{\partial A}{\partial X_2} = \int \frac{M}{EJ} \cdot \frac{\partial M}{\partial X_2} ds = 0 \text{ и т. д.}$$

Число этих добавочных уравнений будет равно числу статически неопределимых величин, которые и определяются из совместного решения этих уравнений.

В частном случае для двухшарнирной рамы (черт. 459), т. е. системы с одной статически-неопределимой величиной, за которую обычно принимают горизонтальный распор H , имеем только одно уравнение:

$$\frac{\partial A}{\partial X_1} = \frac{\partial A}{\partial H} = \int \frac{M}{EJ} \cdot \frac{\partial M}{\partial H} ds = 0.$$

Обозначая

$$M = M_0 - M_1 H \text{ и } \frac{\partial M}{\partial H} = -M_1,$$

где M_0 — изгибающий момент в любой точке основной статически определяемой рамы при действии внешних сил,

M_1 — изгибающий момент от действия силы $X_1 = -1$,

$M_1 H$ — момент от силы $X_1 = H$,

* Влияние температуры еще тем больше, чем больше жесткость ригеля (EJ), а также больше при низких рамах, чем при высоких, что легко можно усмотреть из формул для распора от изменения температуры.

** Здесь отброшено влияние перерезывающих сил, которое вообще незначительно.

$$\int \frac{M_0 M_1}{EJ} ds - H \int \frac{M_1^2}{EJ} ds = 0,$$

ОТКУДА

$$H = \frac{\int \frac{M_0 M_1}{EJ} ds}{\int \frac{M_1^2}{EJ} ds} \quad \text{или} \quad H = \frac{\int \frac{M_0 y}{J} ds}{\int \frac{y^2}{J} ds},$$

так как для любой точки стойки и ригеля $M_i = 1 \cdot y_i$.

Для определения статически-неопределимых величин (по методу перемещений) можно исходить также из основных уравнений упругости:

[illegible]

Здесь $X_1, X_2, \dots, X_n$ — статически-неопределимые величины;

P — внешние нагрузки;

6 — деформации, т. е. перемещение в случае действия силы и вращение в случае действия момента.

Индексы при δ : первый — место деформации, второй — причина ее; δ со значком m — зависят от внешней нагрузки.

При решении этих уравнений пользуются законом Максвелла о взаимности перемещений ($\delta_{12} = \delta_{21}$; $\delta_{13} = \delta_{31}$...), а самые перемещения вычисляются из уравнений вида

$$\hat{r}_{kr} = \int \frac{M_k M_r}{EJ} ds.$$

В случае двухшарнирной рамы, приравняв нулю в уравнении (163) все X , кроме одного X_i , получаем одно уравнение

$$\sum P_{m\delta_{1m}} - X_1\delta_{11} = 0,$$

ОТКУДА

$$X_i = \frac{\sum P_m \hat{\delta}_{1m}}{\hat{\delta}_{1i}}.$$

Перемещения же $\sum P_{ij} \delta_{1j}$ и δ_{11} вычисляются по формулам

$$\sum P_{m\hat{0}_1m} = \int \frac{M_0 M_i}{EJ} d\delta,$$

$$i_{11} = \int \frac{M_1^2 ds}{EI}.$$

Для облегчения нахождения этих интегралов можно пользоваться особыми таблицами, составленными для разных комбинаций **.

При раме с двумя статически-неопределимыми величинами будем иметь 2 уравнения:

$$\sum P_{m\delta_1 m} - X_1\delta_{11} - X_2\delta_{12} = 0,$$

$$\sum P_m \hat{\alpha}_{2m} - X_{\hat{\alpha}_{21}} - X_9 \hat{\alpha}_{22} = 0,$$

откуда определяются X_1 и X_2 . Приняв, согласно закона Максвелла, $\delta_{12} = \delta_{21}$, здесь придется вычислять уже 5 различных перемещений.

С дальнейшим увеличением числа статически-неопределенных величин, решение системы в общем виде представляется уже весьма затруднительным.

Кроме напряжений от изгиба, в раме возникают еще напряжения от нормальных и перерезывающих сил, которые могут быть определены следующим образом.

* Подобный же вид имеют уравнения упругости и при действии температуры

** Самойлов Л. А. Основы расчета рам, 1927, стр. 186—188.

Как известно, вертикальная перерезывающая сила, действующая в любом сечении рамы равняется сумме всех вертикальных сил, действующих на раму в пределах от опоры до рассматриваемого сечения. Также и горизонтальная сила в том же сечении равняется сумме всех горизонтальных сил, действующих в пределах от опоры до данного сечения.

Из черт. 460 видно, что (в случае наклонного ригеля) нормальная сила N равна сумме проекций сил V и H на направление N , т. е.:

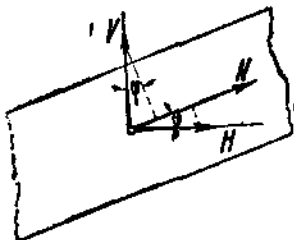
$$N = V \sin \varphi + H \cos \varphi,$$

где φ — угол, образованный средней линией рамы с горизонтальной линией.

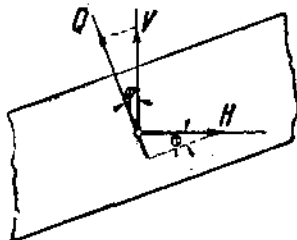
Из черт. 461 перерезывающая сила Q равняется сумме проекций сил V и H на направление сил Q , т. е.:

$$Q = V \cos \varphi - H \cdot \sin \varphi.$$

Заметим еще, что при расчете рам вообще имеет важное значение выбор основной системы, т. е. той, в которую обращается данная конструкция, при устранении в ней статически-неопределимых величин. От того или иного выбора основной системы зависят простота или, наоборот, осложнение самого расчета. Основная система должна представлять собою простейшую конструкцию, или сочетание простейших конструкций.



Черт. 460.



Черт. 461.

Таким образом, общая схема расчета простых статически-неопределимых рам может быть следующей:

- определяется степень статической неопределимости;
- избирается основная статически-определимая система и устанавливаются статически-неопределимые величины $X_1, X_2, \dots$;
- прилагаются к этой системе последовательно силы $X_1 = -1, X_2 = -1$ и т. д. и вычисляются моменты от этих сил и от заданной нагрузки;
- вычисляются перемещения δ ;
- решаются уравнения упругости и определяются из них статически-неопределимые величины;
- определяются окончательные моменты статически-неопределимой рамы, а также нормальные и перерезывающие силы;
- производится подбор сечений и проверка напряжений.

Определив тем или другим путем статически-неопределимые величины (например, в случае двухшарнирной рамы горизонтальный распор H), все остальные величины, необходимые для подбора сечений рамы, находятся без затруднений.

Так, изгибающий момент в ригеле (черт. 459) $M = M_0 - H \cdot y$, изгибающие моменты в углах рамы, при одинаковой высоте стоек, $M_c = M_d = -Hh$.

Для облегчения расчета часто встречающихся в практике типов однопролетных и замкнутых рам, А. Клейнлогелем составлен сборник готовых формул, при помощи которых расчет их может быть произведен в кратчайший срок.

В приложении XI приведен ряд таких формул для особенно распространенных типов однопролетных рам.

Следует еще отметить, что в последнем издании книги Клейнлогеля* формулы для расчета рам, в отличие от прежних, даны для обобщенных нагрузок, введя так называемые грузовые члены (Belastungsglieder), благодаря чему представляется возможным, пользуясь этим сборником, рассчитывать без затруднений всевозможные простые рамы для всех встречающихся в практике случаев нагрузок и при разных моментах инерции стержней рамы.

* Kleinlogel A. Rahmenformeln, 6 Auflage. Berlin, 1929.

Клейнлогель А. Формулы для расчета рамных конструкций, 1928.

2. Многопролетные и многоярусные рамы.

Большая часть сведений, приведенных выше для расчета однопролетных рам, относится также и к многопролетным рамам.

Здесь также для определения статически-неопределимых величин прежде всего необходимо знать сечения стержней рам, которыми обыкновенно задаются на основании приблизительного подбора сечений, например рассматривая ригели как неразрезные балки, или как однопролетные полузащемленные.

Для предварительного определения размеров ригелей рам при одинаковых пролетах можно пользоваться формулами для изгибающих моментов, принятых в Америке даже для окончательных расчетов*.

а) Отрицательный момент на всех промежуточных опорах, кроме первых, $M = \frac{pl^2}{12}$.

б) Наибольший положительный момент в промежуточных пролетах $M = \frac{pl^2}{16}$.

в) Наибольший положительный момент для крайних пролетов и наибольший отрицательный момент как на крайних, так и на промежуточных стойках будут равны $M = \frac{pl^2}{12}$, если отношение $\frac{J}{l}$ для крайнего пролета $< \frac{J_1}{h_1} + \frac{J_2}{h_2}$, где J_1 и J_2 , h_1 и h_2 — моменты инерции и высоты крайней стойки в этажах соответственно выше и ниже ригеля.

г) Наибольший положительный момент в крайнем пролете и отрицательный на первой промежуточной опоре $M = \frac{pl^2}{11}$, а отрицательный момент у крайней (внешней) стойки $M = \frac{pl^2}{16}$, если $\frac{J}{l} > \frac{J_1}{h_1} + \frac{J_2}{h_2}$.

Для предварительного определения размеров стоек следует присоединить к действию центральной осевой силы действие изгибающих моментов, приложенных в месте сопряжения стоек с ригелями, пользуясь данными Вр. технических условий и норм проектирования железобетонных сооружений НКПС 1926 (§ 34).

При неучете же в стойках эксцентриситета и местного изгиба, обязательно снижение допускаемых напряжений для центрального сжатия на 20% (§ 43).

Для точного расчета сложных статически-неопределимых систем — многопролетных и многоярусных рам — могут быть применены как аналитический, так и графо-аналитический методы.

При решении сложной системы аналитическим методом, основная система может быть выбрана статически-определяемая или статически-неопределяемая; затем, в качестве статически-неопределимых величин принимаются или силы „метод сил“, или перемещения „метод деформаций“.

Из аналитических методов, пригодных для решения любой сложной системы, можно указать на метод Пирле-Мюллера**. Главной особенностью этого метода является применение статически-неопределимых основных систем, причем во избежание большой вычислительной работы стараются избрать такую систему и такие неизвестные, чтобы взаимодействие неизвестных было бы наименьшим. При этом методе также большую работу составляет вычисление перемещений, которое должно быть произведено возможно тщательно.

Графо-аналитический метод представляет преимущества в смысле простоты решения одноярусных многопролетных рам и во многих случаях является выгодным при расчете многоярусных рам, не слишком большой ярусности; увеличение числа ярусов влечет за собою дополнительные вычисления и необходимость решения линейных уравнений с числом неизвестных, равных числу ярусов***.

При большом числе ярусов, свыше трех, может быть применен и комбинированный способ, решая задачу частью по методу фокусов, а частью аналитическим методом.

* Ульянинский Г. В. Расчет рамных конструкций, 1931, стр. 10.

** Самойлов Л. А. Основы расчета рам, 1927, стр. 203—240 (Труды МИИТ вып. III).

*** Самойлов Л. А. Расчет рамы по методу фокусов, 1927, стр. 241—310 (Труды МИИТ, вып. III).

Suter. Methode der Festpunkte, Berlin, 1923.

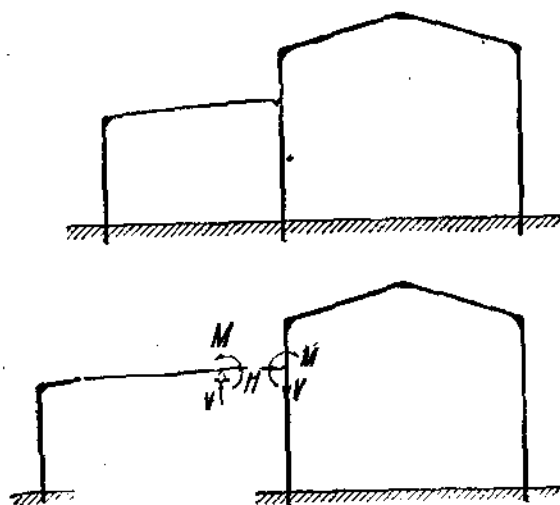
Strassner. Neuere Methoden zur Statik der Rahmentragwerke und der elastischen Bogen-träger, Berlin, 1926.

Для облегчения расчета многопролетных рам А. Клейнлогелем также для наиболее типичных форм и этого вида рам составлен сборник готовых формул *.

Нередко расчет сложной рамы ведут упрощенным способом, расчленив ее на простые системы (рамы, балки). При этом в местах намеченных разрезов, нарушенная связь между отдельными частями заменяется приложенными к каждой отсеченной части взаимно-противоположными изгибающим моментом, нормальной силой и перерезывающей силой (черт. 462). Расчет начинают с менее ответственных частей и переходят к более ответственной, учитывая при расчете последней как силы, так и моменты, передающиеся на нее от ранее рассчитанных частей.

Особенно большой затраты времени и внимания требует расчет наиболее сложных многоярусных (этажных) рам со многими статически-неопределимыми величинами.

Но, как показывает практика железобетонного строительства последнего времени, все же стремятся конструкции, представляющие собою



Черт. 462.

сложные рамы, рассчитывать именно как рамы, так как этим путем возможно достигнуть наиболее экономического подбора сечений. Прежний способ расчета жесткого остова, при котором все здание разбивалось на отдельные части — балки и колонны, теперь постепенно оставляется.

При расчете остова здания, как этажных рам, величины моментов в ригелях, конечно, получаются меньше, чем в том случае, когда последние рассматриваются как неразрезные балки, свободно уложенные на опорах, но разница в величинах опорных моментов получается незначительная.

Для упрощения расчетных схем иногда предполагаются шарниры в подошвах стоек рам, являющихся составными частями сложных многоэтажных конструкций, что представляется допустимым, так как при бетонировании поэтажно в неразрезных стойках всегда получаются рабочие швы на уровне верхней поверхности перекрытия. По мнению Гелера, это допустимо при сравнительно гибких стойках, т. е. когда длина их велика по сравнению с шириной, а моменты инерции их незначительны по сравнению с таковыми междуэтажных балок.

Нормы разных стран, идя навстречу практике, для обычных случаев дают некоторые упрощенные приемы и правила, о которых будет сказано ниже.

Также и в специальной литературе, особенно в последние годы, появились разные предложения, основная цель которых — сократить до минимума время по решению наиболее часто встречающихся форм рамных конструкций.

Так, например, можно указать на таблицы, приведенные в журнале „Beton und Eisen“, Н. 17, 1926 **. При помощи этих таблиц могут быть легко и быстро рассчитаны двух-, трех- и четырехпролетные рамы с рав-

* Kleinlogel A. Mehrstielige Rahmen. Berlin, 1927.

Клейнлогель А. Формулы для расчета сложных рам, 1927.

** Momententabellen des durchlaufenden Rahmens, v. Henning auf Schönhoff („Beton und Eisen“, Н. 17, 1926, S. 311—314). То же в „Beton Kalender“ 1931, s. 290—295.

ными, или мало различающимися между собою, пролетами и в предположении шарнирного устройства опор.

Из таблиц прямо берутся коэффициенты для моментов в углах рам и над промежуточными опорами, для случаев невыгоднейших нагрузок, в чем расчет неразрезных рам становится похожим на расчет неразрезных балок по таблицам.

Найдя угловые и опорные моменты, далее по соответствующим формулам определяются моменты в промежуточных стойках, пролетные моменты, а также перерезывающие силы и опорные реакции (вертикальные и горизонтальные).

Согласно Германским нормам 1925 г. (§ 17, п. 15), в обычных зданиях промежуточные (внутренние) колонны, жестко связанные с балками, рассчитываются, вообще, только на центральное сжатие, без учета рамного действия. В крайних же колоннах таких зданий, если не производится точного расчета, как стоек рамы, изгибающие моменты в вершине и у подошвы колонны (черт. 463) следует определять по следующим формулам:

$$\left. \begin{aligned} M_u &= -q \frac{l^2}{12} \cdot \frac{c_u}{c_0 + 1 + c_u} \\ M_0 &= +q \frac{l^2}{12} \cdot \frac{c_0}{c_0 + 1 + c_u} \end{aligned} \right\} (164) *$$

где

$$c_0 = \frac{l}{h_0} \cdot \frac{J_0}{J_b}, \quad c_u = \frac{l}{h_u} \cdot \frac{J_u}{J_b};$$

J_b — момент инерции прямоугольной балки или тавровой балки;

J_u — момент инерции нижней колонны;

J_0 — момент инерции верхней колонны;

h_0 — высота верхних колонн (высота этажа);

h_u — высота нижних колонн (высота этажа).

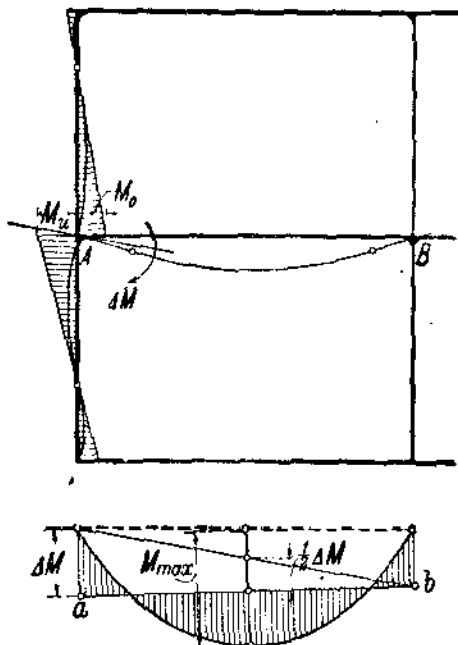
Когда балки железобетонного остова рассчитываются как неразрезные, свободно лежащие на опорах, но моменты в крайних колоннах определяются по предыдущим уравнениям (для M_u и M_0), то положительный момент в крайних пролетах уменьшается на величину

$$\frac{1}{2} (M_0 - M_u) = q \cdot \frac{l^2}{24} \cdot \frac{c_0 + c_u}{c_0 + 1 + c_u}. \quad (165)$$

Действительно, рассматривая узел рамы A , можно видеть, что сумма моментов в этом узле должна быть равна 0, т. е.

$$M_0 - M_u - \Delta M = 0 \quad \text{или} \quad \Delta M = M_0 - M_u.$$

Рассчитывая же ригель рамы AB как крайний пролет свободно-лежащей неразрезной балки, влияние заделки его и учитывают тем, что момент в пролете уменьшают на $\frac{1}{2} \Delta M$ (черт. 463), причем $M_{\max}$ представляет пролетный момент при невыгоднейшей нагрузке и свободном уложении балки на опорах A и B .



Черт. 463.

* Обоснование этих формул можно найти у W. Gehler, Der Rahmen, III Aufl, 1925.

Относительно внутренних колонн (расположенных одна над другой, и расчет которых по Германским нормам допускается на центральную нагрузку) заметим, что они при неодинаковой полезной нагрузке смежных пролетов балки получают изгиб, но не от всей нагрузки, на которую они рассчитывались, так что напряжения в поперечных сечениях колонны обычно не выходят из допускаемых пределов (например, 45 кг/см^2 и 1250 кг/см^2).

Те указания в разных Норммах, что процентное содержание продольной арматуры в колоннах не должно быть менее 0,8% (0,5%), а допускаемое напряжение на сжатие при расчете на центральную нагрузку должно быть меньше, чем при изгибе (например, 35 кг/см^2), также можно рассматривать как необходимый запас на случай возникновения во внутренних колоннах изгибающих моментов, при односторонней нагрузке.

При приближенном расчете железобетонного остова здания боковое действие ветра учитывается только в виде исключения, так как если эти боковые силы могут быть переданы через жесткие междуэтажные перекрытия на поперек расположенные внутренние и наружные стены или на каменные стены лестничных клеток, то не получается, вообще говоря, и рамного действия (Rahmenwirkung).

Вр. нормы 1926 г. относительно учета влияния жесткого соединения балки со стойками дают следующие указания (§ 35): „Так как ребра составляют со стойками, на которые они опираются, одно целое, в виду жесткого устройства всех соединений, то в особо ответственных случаях, и в частности при расчете мостов, надлежит рассчитать пространственную или хотя бы плоскую раму в плоскости основных балок, однако, в виду сложности этого расчета, разрешается производство расчета, основанного на разделении ребер и стоек на самостоятельные конструкции. Стойки при этом приближенном расчете надлежит рассчитывать, присоединяя к действию центральной осевой силы действие изгибающих моментов, приложенных в местах соединения стоек с ребрами.

Величина момента, передающегося от прогона на стойку, зависит от соотношения между величинами относительной жесткости прогона и стойки, соответственно равными,

$$\frac{E_{пр} \times J_{пр}}{l}$$

а для стойки:

$$\frac{E_{ст} \times J_{ст}}{h}$$

где величины E , J , l и h имеют обычные значения. Если не будет произведено более точного расчета, то при отношении относительных жесткостей 4 и выше, момент в месте заделки стойки в балку принимается равным 10% опорного момента; при отношении жесткостей 1 и ниже — 20% опорного момента, при промежуточных отношениях — по интерполяции*.

При безбалочных („грибовидных“) перекрытиях, Германские нормы требуют всегда принимать во внимание моменты, передающиеся на колонны, как на внешние, так и на внутренние, вследствие другого соотношения моментов инерции и наличия более жесткой связи с опорами, чем при балочных перекрытиях.

Как уже было отмечено (стр. 239), одним из способов расчета грибовидных перекрытий, рекомендуемых Германскими нормами, является замена перекрытия с его опорами „этажными“, „многоярусными“ рамами. Этот, так называемый способ „заменяющих рам“ (Die Stellvertretenden Rahmen), разработанный на основе исследований Маркуса, является, по существу, приближенным, но дает настолько близкие результаты к найденным по строго теоретическим методам теории упругости, что может применяться наравне с ними*.

Расчет безбалочных перекрытий для обычных случаев может производиться в следующем упрощенном порядке (черт. 464).

1) Прежде всего сооружение разделяется на полосы, причем расчет производится сперва для полос в направлении пролета l_x , а затем — в направлении l_y .

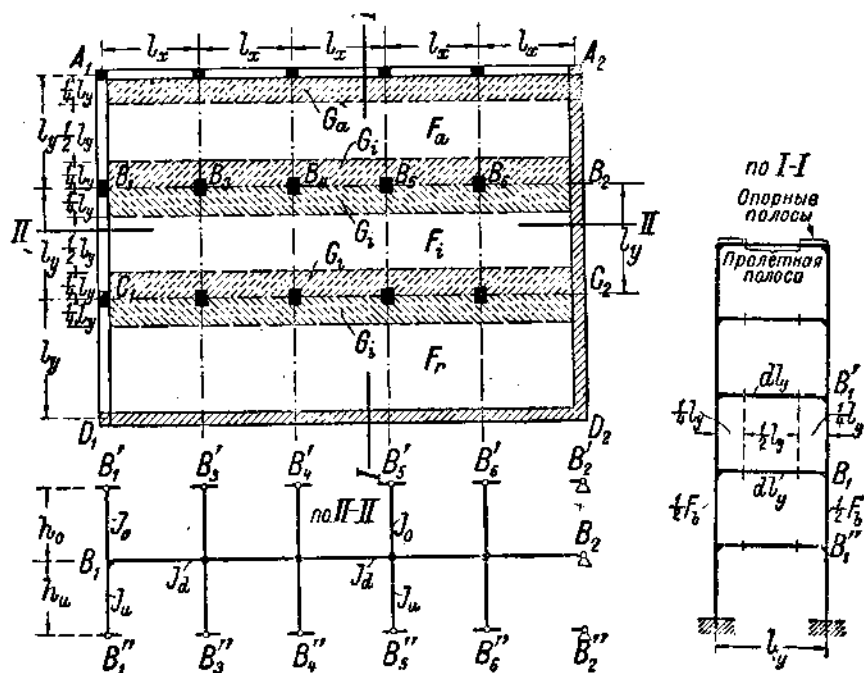
* Колдыш В. К. вопросу о расчете безбалочных перекрытий. („Строительная промышленность“, № 2, 1 27, стр. 142—143).

Полоса в направлении l_x предполагается вырезанной из многостажного здания двумя вертикальными сечениями, например, B_1B_2 и C_1C_2 . В поперечном сечении (I—I) эта часть здания будет представлять однопролетную многоярусную раму шириною l_y и высотой равной высоте здания.

Плита перекрытия, являясь ригелем рамы, имеет поперечное сечение dl_y , сечение же каждой стойки равно сумме двух половин сечения колонн безбалочного перекрытия, разделяемых вертикальными плоскостями пополам.

В продольном сечении (II—II) получается пятипролетная неразрезная рама, у которой крайний правый конец ригеля свободно лежит на кирпичной стене.

Далее, каждый ригель шириною l_y подразделяется на две боковых



Черт. 464.

опорных полосы шириною $\frac{l_y}{4}$ и одну среднюю, пролетную, шириною $\frac{l_y}{2}$. По черт. 464—имеется четыре одинаковых внутренних опорных полосы G_i , одна крайняя опорная полоса G_a , одна внутренняя пролетная полоса F_i и одна в крайнем пролете F_a и, наконец, одна аномальная краевая пролетная полоса F_r , шириною $\frac{3}{4} l_y$.

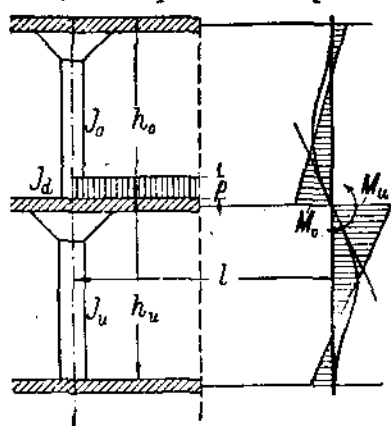
2) Принимается, что ригели в продольном направлении (параллельном l_x) имеют непрерывные опоры, например, по линии B_1B_2 и C_1C_2 , т. е. вместо отдельных опор $B_1, B_3, \dots, B_2$ — неразрезной прогон B_1B_2 и вместо $C_1, C_3, \dots, C_2$ — прогон C_1C_2 , на которых покоится плита пролетом l_y .

3) Нагрузка на рассматриваемую полосу (в направлении l_x) принимается полностью $q = g + p$, при невыгоднейшем расположении полезной нагрузки p , в чем состоит существенное отличие от «четырёхсторонних» плит, при которых полная нагрузка q распределяется на два направления (стр. 192).

4) Моменты „заменяющих рам“ определяются при том простом предположении, что во внимание принимается сопротивление изгибу колонн, только непосредственно примыкающих к верхнему и нижнему этажам. При этом, при расчете обычных многоэтажных зданий достаточно принимать в конечных точках стоек ($B_1', B_2', \dots, B_1'', B_2''$) или шарнирное устройство опор, или же жесткое закрепление*.

5) Найденные для ригеля „заменяющей рамы“ моменты распределяются так, как показано на черт. 324, а именно: а) от пролетных положительных (или отрицательных) моментов выделяется 45% на долю пролетной полосы и $2 \cdot 27,5\% = 55\%$ на обе опорные полосы и б) от опорных отрицательных моментов — 25% для пролетной полосы и $2 \cdot 37,5\% = 75\%$ для обеих опорных полос.

Определив моменты для полос в направлении l_x пролетные M_x и опорные M_y повторяют затем таким же образом расчет для полос здания, в направлении пролета l_y , и определяют моменты M_y и M_x .



Черт. 465.

Наконец, по найденным величинам моментов определяют толщину плиты d и арматуру по обоим направлениям l_x и l_y .

6) Моменты в стойках (колоннах) „заменяющих рам“ находятся по одному из методов расчета многоярусных рам, принимая во внимание невыгоднейшее распределение нагрузок.

Для перекрытий с равными пролетами (в каждом ряду колонн), или отличающимися не более как на 20%, Германские нормы дают готовые формулы для определения изгибающих моментов как для самого перекрытия (стр. 240—241), так и для колонн.

Формулы для определения изгибающих моментов в верхнем конце нижних колонн и в нижнем конце верхних колонн (черт. 465) имеют следующий вид:

$$\left. \begin{aligned} M_u &= \mp P \frac{l}{12} \cdot \frac{c_u}{c_0 + 1 + c_u} \\ M_o &= \pm P \frac{l}{12} \cdot \frac{c_0}{c_0 + 1 + c_u} \end{aligned} \right\} \quad (166)$$

Здесь P — общая полезная нагрузка на одно поле со сторонами l_x и l_y , и, так же, как в формулах (164):

$$c_0 = \frac{l}{h_o} \cdot \frac{J_o}{J_d}; \quad c_u = \frac{l}{h_u} \cdot \frac{J_u}{J_d},$$

где J_d — момент инерции плиты, отнесенный на ширину поля, а J_o, h_o и J_u, h_u — соответственно моменты инерции и высоты верхней и нижней колонн (высоты этажей).

Формулы (166) относятся также и к наружным колоннам, жестко связанным с перекрытием, если в них P заменить через $G + P = l_y (g + p)$, где G — общая постоянная нагрузка поля со сторонами l_x и l_y .

В заключение заметим, что при „грибовидных“ перекрытиях чаще всего колоннам дают восьмиугольное поперечное сечение, подбор которого при внецентренном сжатии несколько сложнее прямоугольного или квадратного. Для облегчения подбора таких сечений Мёршем составлены графические таблицы, приведенные в его труде „Der Eisenbetonbau“, Bd. II, 1926, S. 481—483*.

* Mörsch E. Der Eisenbetonbau, Bd. II, 1926, S. 472—477.

** То же в книге Герм. Вет. Союза „Проектирование и расчет железобетонных сооружений“, ч. I, 1928 г., стр. 299.

Ниже на числовом примере показан ход расчета простой рамы с наклонным ригелем и со стойками неодинаковых сечений.

Пример *. Рассчитать и сконструировать двухшарнирную раму с наклонным ригелем. Размеры рамы: пролет $l = 13,10$ м, высота стоек (от шарниров до верха плиты) — 8,65 м и 9,25 м, подъем ригеля $f = 0,60$ м; стойки на высоте 5,95 м от шарниров имеют консоли (у большей стойки — с обеих сторон) для поддержания металлических подкрановых балок.

Расстояние между рамами — 5,80 м.

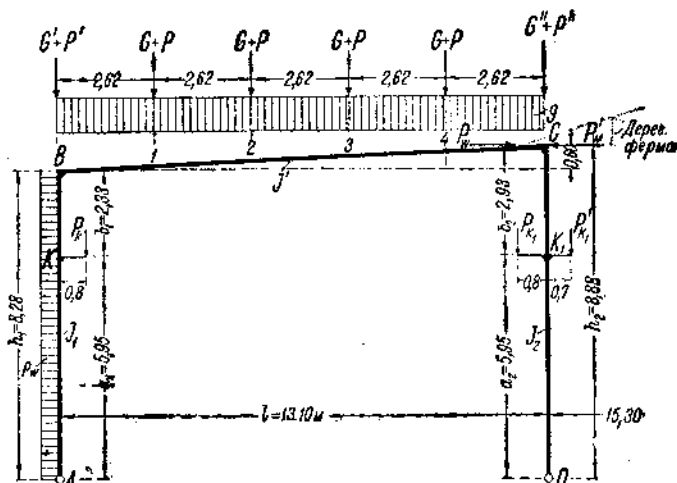
Ригеля рамы являются главными балками ребристого перекрытия, имеющего продольные (второстепенные) балки и плиту.

На более высоких стойках покоятся деревянные стропильные фермы, перекрывающие средний пролет ($l_2 = 15,30$ м) здания, боковые пролеты которого образуют указанные рамы. Фундаменты под стойками рамы — бутовые.

Расчет рамной конструкции складывается из расчета плиты, второстепенных балок, самой рамы и фундаментов.

Так как расчет плиты и балок аналогичен ранее показанному (стр. 142 и 167), то здесь он не приводится, как и расчет фундаментов, вошедших в часть II курса.

При расчете данной рамы необходимо рассмотреть следующие случаи нагрузок (черт. 466):



Черт. 466.

1) Собственный вес ригеля, в виде постоянной равномерно-распределенной нагрузки g , определяемой ниже.

2) Сосредоточенные нагрузки от второстепенных балок:

а) постоянные: $G = 5$ т; $G' = 4,26$ т и $G'' = 3,9$ т,

б) полезные (снег): $P = 1,334$ т; $P' = 1,10$ т и $P'' = 0,84$ т.

3) Ветровая нагрузка:

а) равномерно-распределенная на левую стойку рамы: $p_w = 0,44$ т/м,

б) горизонтальная составляющая давления ветра слева, а также и справа на фонарь среднего пролета, приложенная в узле рамы C: $P_w = 0,5$ т.

4) От кранов (с балками):

а) кран с лебедкой у стойки AB:

давление на стойку AB... max $P_K = 6,11$ т,

" " " CD... min $P_{K1} = 2,98$ т,

б) кран с лебедкой у стойки CD: те же давления, но в обратном порядке;

в) кран в среднем пролете, с лебедкой у стойки CD: max $P_{K1}' = 8,43$ т.

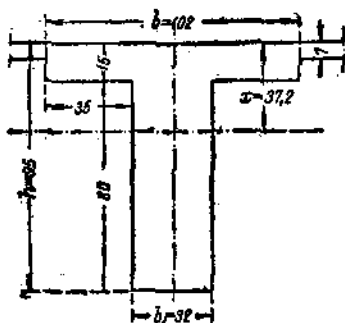
Размеры сечений ригеля и стоек установлены на основании предварительного расчета и сравнения проектируемой рамы с уже осуществленными.

* Расчет произведен применительно к „Единым нормам строительного проектирования 1930 г.“ и проекту норм по железобетону 1931 г.

При предварительном расчете нагрузки на ригель рамы принимается равномерно-распределенной, причем из временных нагрузок учитывается только снег, а действием ветра и краевых пренебрегают. По этой нагрузке определяются опорные давления, пользуясь готовыми формулами Клейнгольца (приложение XI) для равномерно-распределенной нагрузки на ригель (пренебрегая незначительным наклоном ригеля), а также изгибающие моменты в середине ригеля и в углах В и С. По найденным величинам моментов подбирается сечение ригеля (пренебрегая нормальной силой), наблюдая при этом, чтобы % содержания растянутой и сжатой арматуры в месте наибольшего момента не превосходило 2%.

Не приводя здесь предварительного расчета, переходим сразу к окончательному, — для чего прежде всего необходимо определить точное очертание оси рамы и величины (отношения) моментов инерции выбранных сечений.

С целью уменьшения высоты сечения ригеля и общей площади арматуры, принято тавровое сечение с утолщенной полкой (черт. 467); без этого утолщения, при тонкой плите в 7 см, следовало бы взять для расчета прямоугольное сечение.



Черт. 467.

Обе стойки, в виду шарнирных опор, при постоянной ширине в 32 см, равной ширине сечения ригеля, взяты с переменной высотой сечения, уменьшающейся к низу, а именно: вверху приблизительно равной высоте ригеля и внизу, у шарниров, в 50—60% от высоты сечения вверху.

Момент инерции ригеля (черт. 467):

$$F_b = 102 \cdot 15 + 32 \cdot 80 = 4090 \text{ см}^2$$

$$S = \frac{102 \cdot 15^2}{2} + 32 \cdot 80 \left(15 + \frac{80}{2} \right) = 152275 \text{ см}^3$$

$$x = \frac{S}{F_b} = \frac{152275}{4090} = 37,2 \text{ см}$$

$$J = \frac{102 \cdot 37,2^3}{3} - \frac{(102 - 32)(37,2 - 15)^3}{3} + \frac{32(95 - 37,2)^3}{3} = 3531396 \text{ см}^4 = 0,03531 \text{ м}^4$$

По графику Штрассера (стр. 340):

$$\text{при } \frac{a}{h} = \frac{15}{95} = 0,158; \quad \frac{b_1}{b} = \frac{32}{102} = 0,314 \dots \mu = 0,487$$

$$J' = \mu \cdot \frac{bh^3}{12} = 0,487 \cdot \frac{102 \cdot 95^3}{12} = 3549000 \text{ см}^4 = 0,03549 \text{ м}^4$$

Моменты инерции стоек:

Внешние отметки рамы: + 8,65 м и + 9,25 м.

Расчетные высоты: $\left\{ \begin{array}{l} \text{стойки } AB \quad 8,65 - 0,37 = 8,28 \text{ м,} \\ \text{стойки } CD \quad 9,25 - 0,37 = 8,88 \text{ м.} \end{array} \right.$

Ширина сечения стоек $b = 32 \text{ см}$.

Высота сечения стойки AB, у шарнира $d_a' = 50 \text{ см}$.

Высота сечения стойки AB в узле B, при наклоне внутренней грани $i = 0,045 \dots d_0' = 50 + 0,045 \cdot 8,28 = 87,3 \text{ см}$.

Высота сечения стойки CD у шарнира $d_a'' = 60 \text{ см}$.

Высота сечения стойки CD в узле C, при наклоне внутренней грани $i = 0,045 \dots d_0'' = 60 + 0,045 \cdot 8,88 = 100 \text{ см}$.

Для определения средних моментов инерции стоек по формуле Бейера (стр. 340), прежде всего находим моменты инерции по нижнему и верхнему сечениям и их отношения:

$$\left. \begin{array}{l} J_1'' = \frac{0,32 \cdot 0,50^3}{12} = 0,00333 \text{ м}^4 \\ J_1^0 = \frac{0,32 \cdot 0,873^3}{12} = 0,01774 \text{ м}^4 \\ J_2'' = \frac{0,32 \cdot 0,60^3}{12} = 0,00576 \text{ м}^4 \\ J_2^0 = \frac{0,32 \cdot 1,00^3}{12} = 0,02667 \text{ м}^4 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \frac{J_1''}{J_1^0} = \frac{0,00333}{0,01774} = 0,188. \\ \frac{J_2''}{J_2^0} = \frac{0,00576}{0,02667} = 0,216. \end{array}$$

По таблице, приведенной на стр. 340:

$$J_1 = J_1'' \cdot k_1 = 0,00333 \cdot 3,55 = 0,01182 \text{ м}^4,$$

$$J_2 = J_2'' \cdot k_2 = 0,00576 \cdot 3,23 = 0,01860 \text{ м}^4.$$

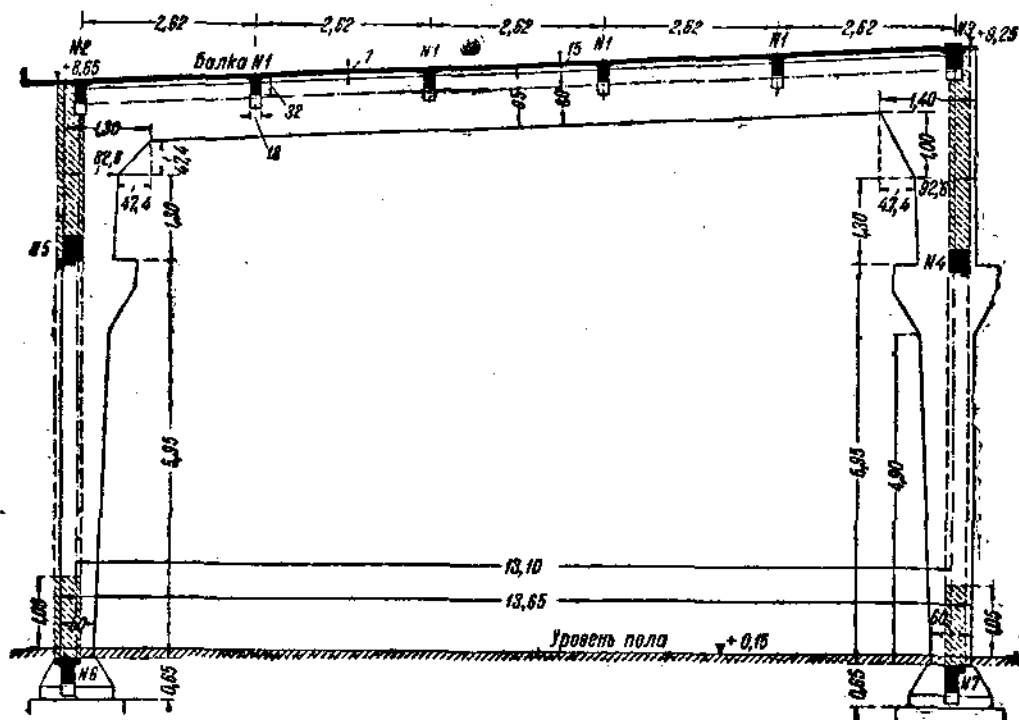
Более приближенно средние высоты сечений стоек и их моменты инерции могут быть определены, пользуясь формулой (стр. 339):

$$d = d_u \left(0,65 \cdot \frac{d_o}{d_u} + 0,35 \right)$$

$$d_1 = 50 \left(0,65 \cdot \frac{87,3}{50} + 0,35 \right) = 74 \text{ см}; \quad J_1 = \frac{0,32 \cdot 0,74^3}{12} = 0,01107 \text{ м}^4$$

$$d_2 = 60 \left(0,65 \cdot \frac{100}{60} + 0,35 \right) = 86 \text{ см}; \quad J_2 = \frac{0,32 \cdot 0,86^3}{12} = 0,01696 \text{ м}^4.$$

По второму способу средние моменты инерции получились несколько меньшими.



Черт. 468.

Принимаем:

$$J' = 0,03531 \text{ м}^4,$$

$$J_1 = 0,01182 \text{ м}^4,$$

$$J_2 = 0,01860 \text{ м}^4.$$

На черт. 468 показан общий вид рамы, при принятых размерах сечений.

Теперь переходим к определению опорных реакций и изгибающих моментов.

Так как теория расчета рам не является, вообще, предметом этой книги, то для определения указанных величин воспользуемся* новым сборником формул Клейнлогеля (см. стр. 344), при помощи которого расчет рамы, даже при разных моментах инерции стержней и для многих случаев нагрузок, не представляет затруднений и требует относительно немного времени.

* Как и поступают практически.

Расчет рамы „по Клейнлогелю“ начинаем с определения ряда коэффициентов (жесткостей),* входящих в формулы.

$$k_1 = \frac{J'}{J_1} \cdot \frac{h_1}{s} = \frac{0,03531}{0,01182} \cdot \frac{8,28}{13,11} = 1,896,$$

$$k' = 1,$$

$$k_2 = \frac{J'}{J_2} \cdot \frac{h_2}{s} = \frac{0,03531}{0,01860} \cdot \frac{8,88}{13,11} = 1,292,$$

$$\nu = \frac{h_2}{h_1} = \frac{8,88}{8,28} = 1,0725,$$

$$\varphi = \frac{h_1}{f} = \frac{8,28}{0,60} = 13,8.$$

$$\beta = 2(k_1 + 1) + \nu = 2(1,896 + 1) + 1,0725 = 6,86,$$

$$\gamma = 1 + 2\nu(1 + k_2) = 1 + 2 \cdot 1,0725(1 + 1,292) = 5,92,$$

$$N = \beta + \gamma = 6,86 + 1,0725 \cdot 5,92 = 13,21.$$

Определение опорных реакций и изгибающих моментов.

Случай 1.** Равномерная нагрузка от веса ригеля:

$$g = 0,049 \cdot 2,4 = 0,982 \text{ т/м.}$$

$$H = \frac{g l^2}{4h_1} \cdot \frac{1 + \nu}{N} = \frac{0,982 \cdot 13,1^2}{4 \cdot 8,28} \cdot \frac{1 + 1,0725}{13,21} = 0,798 \text{ т,}$$

$$V_A = V_D = \frac{g l}{2} = \frac{0,982 \cdot 13,10}{2} = 6,43 \text{ т,}$$

$$M_B = -H \cdot h_1 = -0,798 \cdot 8,28 = -6,61 \text{ тм,}$$

$$M_C = -H \cdot h_2 = -0,798 \cdot 8,88 = -7,09 \text{ тм.}$$

Пролетные моменты в ригеле, в местах второстепенных балок, и в стойках, в местах подкрановых консолей, определяются, рассматривая каждый стержень, выделенный из рамы, как простую балку (черт. 489). При этом, для сохранения в стержне прежних условий равновесия, необходимо к концам его приложить моменты (M_B и M_C), заменяющие действие на выделенный стержень отброшенной части рамы.

Для любого сечения такой балки, нагруженной равномерно-распределенной нагрузкой и моментами M_B и M_C на концах, можно написать:

$$M_x = M_x^0 + M_B \cdot \frac{l-x}{l} + M_C \cdot \frac{x}{l},$$

где M_x^0 — момент в выбранном сечении для свободно лежащей балки от действия только равномерно-распределенной нагрузки. В стойках, к которым не приложено никакой нагрузки, этот член отпадает и остается только действие момента в верхнем конце стоек.

Таким образом:

$$M_1 = \frac{2 \cdot 0,982 \cdot 13,1^2}{25} - \frac{6,61 \cdot 4}{5} - \frac{7,09}{5} = + 6,77 \text{ тм,}$$

$$M_2 = \frac{3 \cdot 0,982 \cdot 13,1^2}{25} - \frac{6,61 \cdot 3}{5} - \frac{7,09 \cdot 2}{5} = + 13,42 \text{ тм,}$$

$$M_3 = \frac{3 \cdot 0,982 \cdot 13,1^2}{25} - \frac{6,61 \cdot 2}{5} - \frac{7,09 \cdot 3}{5} = + 13,32 \text{ тм,}$$

$$M_4 = \frac{2 \cdot 0,982 \cdot 13,1^2}{25} - \frac{6,61 \cdot 1}{5} - \frac{7,09 \cdot 4}{5} = + 6,49 \text{ тм,}$$

$$M_K = -6,61 \cdot \frac{5,95}{8,28} = -4,75 \text{ тм,}$$

$$M_{K'} = -7,09 \cdot \frac{5,95}{8,88} = -4,74 \text{ тм.}$$

* A. Kleinlogel, Rahmenformeln, 6 Auflage, 1929, S. 183.

** A. Kleinlogel, Rahmenformeln, S. 189, сверху, слева.

Случай 2.* Сосредоточенные постоянные нагрузки: $G = 5 \text{ т.}$

$$\mathcal{Q} = \mathcal{R} = \frac{6G \cdot s}{5} = \frac{6 \cdot 5 \cdot 13,1}{5} = 78,60 \text{ тм}$$

$$\mathcal{M}_1 = \mathcal{M}_r = 2G \cdot s = 2 \cdot 5 \cdot 13,1 = 131,00 \text{ тм.}$$

При исчислении этих величин за длину отдельного стержня (s) рамы следует принимать проекцию его на перпендикуляр к направлению действия сил.

Далее:

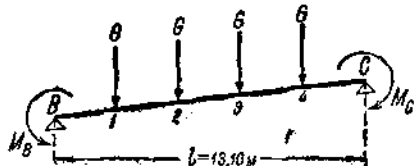
$$H = \frac{\mathcal{Q} + \mathcal{R} \cdot \nu}{h_1 N} = \frac{78,60 + 78,60 \cdot 1,0725}{8,28 \cdot 13,21} = +1,49 \text{ т,}$$

$$V_A = V_D = \frac{\mathcal{M}_1}{l} = \frac{131,0}{13,1} = 10 \text{ т,}$$

$$M_B = -H \cdot h_1 = -1,49 \cdot 8,28 = -12,34 \text{ тм,}$$

$$M_C = -H \cdot h_2 = -1,49 \cdot 8,88 = -13,23 \text{ тм.}$$

Моменты в местах приложения грузов, так же как и в случае равномерно-распределенной нагрузки, определяются, рассматривая выделенный из рамы ригель, как простую балку, нагруженную 4-мя сосредоточенными грузами G на равных расстояниях и моментами M_B и M_C на концах (черт. 470). Выделенные из рамы стойки нагружены только моментами на верхних концах.



$$M_1 = \frac{2 \cdot 5 \cdot 13,1}{5} - \frac{12,34 \cdot 4}{5} - \frac{13,23 \cdot 1}{5} = +13,68 \text{ тм,}$$

$$M_2 = \frac{2 \cdot 5 \cdot 13,1 \cdot 2}{5} - \frac{5 \cdot 13,1}{5} - \frac{12,34 \cdot 3}{5} - \frac{13,23 \cdot 2}{5} = +26,61 \text{ тм,}$$

$$M_3 = \frac{2 \cdot 5 \cdot 13,1 \cdot 2}{5} - \frac{5 \cdot 13,1}{5} - \frac{13,23 \cdot 3}{5} - \frac{12,34 \cdot 2}{5} = +26,43 \text{ тм,}$$

$$M_4 = \frac{2 \cdot 5 \cdot 13,1}{5} - \frac{13,23 \cdot 4}{5} - \frac{12,34}{5} = +13,05 \text{ тм,}$$

$$M_K = -12,34 \cdot \frac{5,95}{8,28} = -8,87 \text{ тм,}$$

$$M_K' = -13,23 \cdot \frac{5,95}{8,88} = -8,85 \text{ тм.}$$

Заметим, что сосредоточенные грузы от крайних балок (обвязок) — G' и G'' не вызывают никакого момента и горизонтального распора в раме и дают только вертикальные опорные давления, которые далее и прибавляются к нормальным силам в стойках.

Случай 3. Сосредоточенная временная нагрузка (снег): $P = 1,334 \text{ т.}$

Так как опорные реакции и моменты пропорциональны нагрузкам, то для определения этих величин проще всего умножить соответствующие значения предыдущего случая на переводный коэффициент, равный $\frac{P}{G} = \frac{1,334}{5,000} = 0,267$.

$$H = 1,49 \cdot 0,267 = +0,4 \text{ т;}$$

$$V_A = V_D = 1,334 \cdot 2 = +2,67 \text{ т.}$$

$$M_B = -12,34 \cdot 0,267 = -3,29 \text{ тм;}$$

$$M_C = -13,23 \cdot 0,267 = -3,53 \text{ тм.}$$

$$M_1 = +13,68 \cdot 0,267 = +3,65 \text{ тм;}$$

$$M_2 = +26,61 \cdot 0,267 = +7,10 \text{ тм.}$$

$$M_3 = +26,43 \cdot 0,267 = +7,05 \text{ тм;}$$

$$M_4 = +13,05 \cdot 0,267 = +3,48 \text{ тм.}$$

$$M_K = -8,87 \cdot 0,267 = -2,37 \text{ тм;}$$

$$M_K' = -8,85 \cdot 0,267 = -2,36 \text{ тм.}$$

* А. Kleinlogel. Rahmenformeln, S. 184, сверху и S. 3 внизу, справа.

Случай 4.* Кран слева, у стойки АВ: $\max P_K = 6,11 \text{ т}$ и $\min P_{K_1} = 2,98 \text{ т}$, расчетный вынос консолей: $c = 0,80 \text{ м}$ (черт. 466).

Для определения опорных реакций и угловых моментов от действия крана слева, — сначала рассматривается действие только груза $\max P_K = 6,11 \text{ т}$ у стойки АВ и затем только действие груза $\min P_{K_1} = 2,98 \text{ т}$ у стойки CD, и полученные результаты суммируются.

а) Груз $\max P_K = 6,11 \text{ т}$ у стойки АВ.

$$\alpha_1 = \frac{a_1}{h_1} = \frac{5,95}{8,28} = 0,72; \quad \beta_1 = \frac{b_1}{h_1} = \frac{2,33}{8,28} = 0,28;$$

$$\mathfrak{M}_l = + P_K \cdot c = 6,11 \cdot 0,8 = + 4,888 \text{ т.м};$$

$$\mathfrak{R} = P_K \cdot c (1 - 3\alpha_1^2) = 6,11 \cdot 0,8 (1 - 3 \cdot 0,72^2) = - 2,714 \text{ т.м};$$

$$H = \frac{\mathfrak{M}_l \beta + \mathfrak{R} \cdot k_1}{k_1 N} = \frac{4,888 \cdot 6,86 - 2,714 \cdot 1,896}{8,28 \cdot 13,21} = 0,259 \text{ т};$$

$$V_D = \frac{\mathfrak{M}_l}{l} = \frac{4,888}{13,10} = 0,373 \text{ т};$$

$$V_A = 6,11 - 0,373 = 5,737 \text{ т},$$

$$M_B = \mathfrak{M}_l - H h_1 = 4,888 - 0,259 \cdot 8,28 = 2,744 \text{ т.м},$$

$$M_C = - H h_2 = - 0,259 \cdot 8,88 = - 2,30 \text{ т.м}.$$

б) Груз $\min P_{K_1} = 2,98 \text{ т}$ у стойки CD.

$$\alpha_2 = \frac{a_2}{h_2} = \frac{5,95}{8,88} = 0,67; \quad \beta_2 = \frac{b_2}{h_2} = \frac{2,93}{8,88} = 0,33;$$

$$\mathfrak{M}_r = + P_{K_1} \cdot c = + 2,98 \cdot 0,8 = + 2,384 \text{ т.м},$$

$$\mathfrak{R} = P_{K_1} \cdot c (1 - 3\alpha_2^2) = 2,98 \cdot 0,8 (1 - 3 \cdot 0,67^2) = - 0,825 \text{ т.м},$$

$$H = \frac{\mathfrak{R} k_2 + \mathfrak{M}_r \gamma}{k_1 N} = \frac{- 0,825 \cdot 1,292 + 2,384 \cdot 5,92}{8,28 \cdot 13,21} = + 0,119 \text{ т},$$

$$V_A = \frac{\mathfrak{M}_r}{l} = \frac{2,384}{13,10} = 0,182 \text{ т},$$

$$V_D = 2,98 - 0,182 = 2,798 \text{ т},$$

$$M_B = - H \cdot h_1 = - 0,119 \cdot 8,28 = - 0,985 \text{ т.м},$$

$$M_C = \mathfrak{M}_r - H \cdot h_2 = 2,384 - 0,119 \cdot 8,88 = + 1,327 \text{ т.м}.$$

Суммируя соответствующие значения величин из а) и б), получим:

$$H_A = H_D = + 0,259 + 0,119 = + 0,378 \text{ т},$$

$$V_A = 5,737 + 0,182 = 5,92 \text{ т},$$

$$V_D = 0,373 + 2,798 = 3,17 \text{ т},$$

$$M_B = 2,744 - 0,985 = + 1,76 \text{ т.м},$$

$$M_C = - 2,30 + 1,327 = - 0,97 \text{ т.м}.$$

Пролетные моменты в ригеле:

$$M_1 = \frac{1,76 \cdot 4}{5} - \frac{0,97}{5} = + 1,21 \text{ т.м}.$$

$$M_2 = \frac{1,76 \cdot 3}{5} - \frac{0,97 \cdot 2}{5} = + 0,67 \text{ т.м}.$$

$$M_3 = \frac{1,76 \cdot 2}{5} - \frac{0,97 \cdot 3}{5} = + 0,12 \text{ т.м}.$$

$$M_4 = \frac{1,76}{5} - \frac{0,97 \cdot 4}{5} = - 0,42 \text{ т.м}.$$

* А. Kleinlogel. Rahmenformeln, S. 23 и 185 сверху.

Моменты в местах консолей, на уровне приложения силы и непосредственно ниже его:

$$M_{K_0} = \alpha_1 M_B + \beta_1 P_K \cdot c = 0,72 \cdot 1,76 + 0,28 \cdot 6,11 \cdot 0,8 = +2,64 \text{ т.м.}$$

$$M_{K_u} = \alpha_1 M_B - \alpha_1 P_K \cdot c = 0,72 \cdot 1,76 - 0,72 \cdot 6,11 \cdot 0,8 = -2,25 \text{ т.м.}$$

$$M'_{K_0} = \alpha_2 M_C + \beta_2 P_{K_1} \cdot c = -0,67 \cdot 0,97 + 0,33 \cdot 2,98 \cdot 0,8 = +0,14 \text{ т.м.}$$

$$M'_{K_u} = \alpha_2 M_C - \alpha_2 P_{K_1} \cdot c = -0,67 \cdot 0,97 - 0,67 \cdot 2,98 \cdot 0,8 = -2,24 \text{ т.м.}$$

Следовательно, эпюры моментов в стойках, подвергающихся действию моментов (от крана и угловых M_B и M_C), на участках KA и KB и соответственно K_1D и K_1C изменяются по линейному закону и для их построения достаточно иметь моменты над и под точками K и K_1 , в непосредственной близости, и в углах B и C (черт. 471).

Случай 5. Кран справа, у стойки CD :

$$\max P_{K_1} = 6,11 \text{ т}$$

$$\text{и} \quad \min P_K = 2,98 \text{ т.}$$

Черт. 471.

Пользуясь предыдущими результатами, и вводя переводные коэффициенты $\xi = \frac{6,11}{2,98} = 2,05$ и $\xi_1 = \frac{2,98}{6,11} = 0,488$, найдем следующие опорные реакции и изгибающие моменты:

$$H_A = H_D = +0,259 \cdot 0,488 + 0,182 \cdot 2,05 = +0,509 \text{ т.}$$

$$V_A = 2,98 - 0,373 \cdot 0,488 + 0,182 \cdot 2,05 = +3,17 \text{ т.}$$

$$V_D = 0,373 \cdot 0,488 + 6,11 - 0,182 \cdot 2,05 = +5,92 \text{ т.}$$

$$M_R = +2,744 \cdot 0,488 - 0,985 \cdot 2,05 = -0,68 \text{ т.м.}$$

$$M_C = -2,30 \cdot 0,488 + 1,327 \cdot 2,05 = +1,60 \text{ т.м.}$$

$$M_1 = -\frac{0,63 \cdot 4}{5} + \frac{1,60}{5} = -0,19 \text{ т.м.}$$

$$M_2 = -\frac{0,63 \cdot 3}{5} + \frac{1,60 \cdot 2}{5} = +0,24 \text{ т.м.}$$

$$M_3 = -\frac{0,68 \cdot 2}{5} + \frac{1,60 \cdot 3}{5} = +0,69 \text{ т.м.}$$

$$M_4 = -\frac{0,68}{5} + \frac{1,60 \cdot 4}{5} = +1,14 \text{ т.м.}$$

$$M_{K_0} = \alpha_1 M_B + \beta_1 P_K \cdot c = -0,72 \cdot 0,68 + 0,28 \cdot 2,98 \cdot 0,8 = +0,18 \text{ т.м.}$$

$$M_{K_u} = \alpha_1 M_B - \alpha_1 P_K \cdot c = -0,72 \cdot 0,68 - 0,72 \cdot 2,98 \cdot 0,8 = -2,21 \text{ т.м.}$$

$$M'_{K_0} = \alpha_2 M_C + \beta_2 P_{K_1} \cdot c = 0,67 \cdot 1,60 + 0,33 \cdot 6,11 \cdot 0,8 = +2,69 \text{ т.м.}$$

$$M'_{K_u} = \alpha_2 M_C - \alpha_2 P_{K_1} \cdot c = 0,67 \cdot 1,60 - 0,67 \cdot 6,11 \cdot 0,8 = -2,20 \text{ т.м.}$$

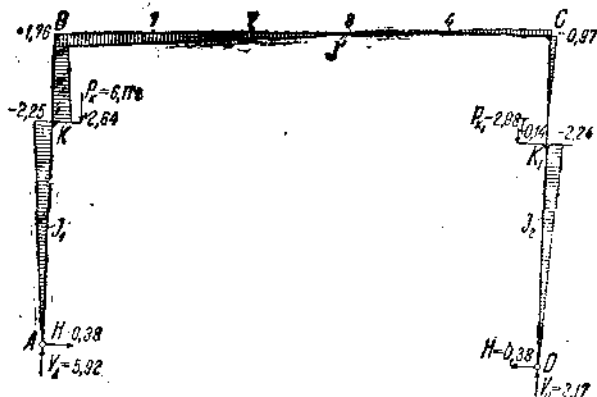
Случай 6* Кран среднего пролета, у стойки CD

$$P'_{K_1} = 8,43 \text{ т; расчетный вынос консоли } 0,70 \text{ м.}$$

$$\alpha_2 = 0,67 \text{ и } \beta_2 = 0,33.$$

$$\mathfrak{M}_r = -P'_{K_1} \cdot c = -8,43 \cdot 0,70 = -5,90 \text{ т.м.}$$

$$\mathfrak{L} = P'_{K_1} c (3\alpha_2^2 - 1) = 8,43 \cdot 0,70 (3 \cdot 0,67^2 - 1) = +2,046 \text{ т.м.}$$



$$H = \frac{2 \cdot E_s \cdot v + M_r \cdot l}{h_1 \cdot N} = \frac{2,046 \cdot 1,292 \cdot 1,0725 - 5,90 \cdot 5,92}{8,28 \cdot 13,21} = -0,294 \text{ м.}$$

$$V_A = \frac{M_r}{l} = -\frac{5,90}{13,10} = -0,45 \text{ м.}$$

$$V_D = 8,48 + 0,45 = +8,88 \text{ м.}$$

$$M_B = -H \cdot h_1 = +0,294 \cdot 8,28 = +2,43 \text{ мм.}$$

$$M_C = M_r - Hh = -5,90 + 0,294 \cdot 8,88 = -3,29 \text{ мм.}$$

$$M_1 = +\frac{2,43 \cdot 4}{5} - \frac{3,29}{5} = +1,29 \text{ мм.}$$

$$M_2 = +\frac{2,43 \cdot 3}{5} - \frac{3,29 \cdot 2}{5} = +0,14 \text{ мм.}$$

$$M_3 = +\frac{2,43 \cdot 2}{5} - \frac{3,29 \cdot 3}{5} = -1,00 \text{ мм.}$$

$$M_4 = +\frac{2,43}{5} - \frac{3,29 \cdot 4}{5} = -2,15 \text{ мм.}$$

$$M_K = +2,43 \cdot \frac{5,95}{8,28} = +1,75 \text{ мм.}$$

$$M'_{K_0} = \alpha_2 M_C - \beta_3 \cdot P'_{K_1} \cdot c = -0,67 \cdot 3,29 - 0,33 \cdot 8,48 \cdot 0,70 = -4,15 \text{ мм.}$$

$$M'_{K_n} = \alpha_2 M_C + \alpha_3 \cdot P'_{K_1} \cdot c = -0,67 \cdot 3,29 + 0,67 \cdot 8,48 \cdot 0,70 = +1,75 \text{ мм.}$$

Случай 7 *. Ветровая нагрузка на раму слева.

а) Равномерно-распределенная на стойку AB . **

$$p_w = 0,44 \text{ м/м.}$$

$$H_D = \frac{p_w \cdot h_1}{4} \cdot \frac{2\beta + k_1}{N} = \frac{0,44 \cdot 8,28}{4} \cdot \frac{2 \cdot 6,86 + 1,896}{13,21} = +1,077 \text{ м.}$$

$$H_A = p_w \cdot h_1 - H_D = -(0,44 \cdot 8,28 - 1,077) = -2,566 \text{ м.}$$

$$V_A = -\frac{p_w \cdot h_1^3}{2l} = -\frac{0,44 \cdot 8,28^3}{2 \cdot 13,1} = -1,15 \text{ м; } V_D = +1,15 \text{ м.}$$

$$M_B = \frac{p_w \cdot h_1^3}{2} - H_D \cdot h_1 = \frac{0,44 \cdot 8,28^3}{2} - 1,077 \cdot 8,28 = +6,18 \text{ мм.}$$

$$M_C = -H_D \cdot h_2 = -1,077 \cdot 8,88 = -9,56 \text{ мм.}$$

В этом случае—вертикальные реакции V_A и V_D на опорах равны друг другу по величине, но противоположны по знаку, а именно вертикальная реакция на опоре A направлена вниз, а на опоре D —вверх; горизонтальные же реакции H_A и H_D —направлены в сторону обратную действия ветра, причем реакция H_A со стороны действия ветра больше реакции H_D .

Далее, моменты в ригеле и в стойке CD изменяются по линейному закону, в нагруженной же стойке AB они изменяются не по линейному закону, и при определении момента в точке K —стержень AB рассматривается, как балка нагруженная равномерно-распределенной нагрузкой и моментом в узле B .

$$M_1 = \frac{6,18 \cdot 4}{5} - \frac{9,56}{5} = +3,04 \text{ мм.}$$

$$M_2 = \frac{6,18 \cdot 3}{5} - \frac{9,56 \cdot 2}{5} = -0,12 \text{ мм.}$$

$$M_3 = \frac{6,18 \cdot 2}{5} - \frac{9,56 \cdot 3}{5} = -3,26 \text{ мм.}$$

$$M_4 = \frac{6,18}{5} - \frac{9,56 \cdot 4}{5} = -6,41 \text{ мм.}$$

* A. Kleinlogel. Rahmenformeln, S. 189 внизу, слева.

** Действие ветра на ригель, ввиду незначительности его наклона, в расчет не принимается; при крутом же уклоне ($> 30^\circ$ по „Единым нормам“) давление ветра должно приниматься в виде горизонтальных сосредоточенных грузов, приложенных в местах второстепенных балок.

$$M_K = \frac{P_w \cdot h_1 a_1}{2} \left(1 - \frac{a_1}{h_1}\right) + M_B \cdot \frac{a_1}{h_1} = \frac{0,44 \cdot 8,28 \cdot 5,95}{2} \left(1 - \frac{5,95}{8,28}\right) + 6,18 \cdot \frac{5,95}{8,28} = + 7,50 \text{ т.м.}$$

$$M'_K = - 9,56 \cdot \frac{5,95}{8,88} = - 6,41 \text{ т.м.}$$

б) Горизонтальная составляющая от давления ветра на фонарь фермы слева, приложенная в узле С*: $P_w = 0,5 \text{ т.}$

Вертикальная составляющая $V_w = 0,28 \text{ т.}$

$$H_A = - P_w \cdot \frac{\gamma \cdot \gamma}{N} = - 0,5 \cdot \frac{1,0725 \cdot 5,92}{13,21} = - 0,24 \text{ т.}$$

$$H_D = - P_w \cdot \frac{\beta}{N} = 0,5 \cdot \frac{0,86}{13,21} = + 0,26 \text{ т.}$$

$$V_A = - \frac{P_w \cdot h_2}{l} = - \frac{0,5 \cdot 8,88}{13,10} = - 0,34 \text{ т.; } V_D = + 0,34 \text{ т.}$$

$$M_B = - H \cdot h_1 = 0,24 \cdot 8,28 = + 1,98 \text{ т.м.}$$

$$M_C = - (P_w - H_D) \cdot h_2 = - (0,5 - 0,26) \cdot 8,88 = - 2,13 \text{ т.м.}$$

$$M_1 = \frac{1,98 \cdot 4}{5} - \frac{2,13}{5} = + 1,16 \text{ т.м.; } M_2 = \frac{1,98 \cdot 3}{5} - \frac{2,13 \cdot 2}{5} = + 0,39 \text{ т.м.}$$

$$M_3 = \frac{1,98 \cdot 2}{5} - \frac{2,13 \cdot 3}{5} = - 0,49 \text{ т.м.; } M_4 = \frac{1,98}{5} - \frac{2,13 \cdot 4}{5} = - 1,31 \text{ т.м.}$$

$$M_K = 1,98 \cdot \frac{5,95}{8,28} = + 1,42 \text{ т.м.; } M'_K = - 2,13 \cdot \frac{5,95}{8,88} = - 1,43 \text{ т.м.}$$

Суммируя соответствующие значения величин из а) и б), получим:

$$H_A = - 2,566 - 0,24 = - 2,81 \text{ т.; } H_D = + 1,077 + 0,26 = + 1,34 \text{ т.}$$

$$V_A = - 1,15 - 0,34 = - 1,49 \text{ т.; } V_D = + 1,15 + 0,34 = + 1,49 \text{ т.}$$

$$M_B = + 6,18 + 1,98 = + 8,16 \text{ т.м.; } M_C = - 9,56 - 2,13 = - 11,69 \text{ т.м.}$$

$$M_1 = + 3,04 + 1,16 = + 4,20 \text{ т.м.; } M_2 = - 0,12 + 0,39 = + 0,27 \text{ т.м.}$$

$$M_3 = - 3,28 - 0,49 = - 3,75 \text{ т.м.; } M_4 = - 6,41 - 1,31 = - 7,72 \text{ т.м.}$$

$$M_K = + 7,50 + 1,42 = + 8,92 \text{ т.м.; } M'_K = - 6,41 - 1,43 = - 7,84 \text{ т.м.}$$

Случай 8. Ветровая нагрузка от фонаря фермы на раму справа, в виде горизонтальной составляющей, приложенной в узле С: $P_w' = - 0,50 \text{ т.}$ Вертикальная составляющая $V_w = 0,22 \text{ т.}$

Опорные реакции и моменты для этого случая будут те же, что и в случае 7, б, только с обратными знаками, т. е.

$$H_A = + 0,24 \text{ т.; } H_D = - 0,26 \text{ т.; } V_A = + 0,34 \text{ т.; } V_D = - 0,34 \text{ т.}$$

$$M_B = - 1,98 \text{ т.м.; } M_C = + 2,13 \text{ т.м.; } M_1 = - 1,16 \text{ т.м.; } M_2 = - 0,39 \text{ т.м.}$$

$$M_3 = + 0,49 \text{ т.м.; } M_4 = + 1,31 \text{ т.м.; } M_K = - 1,42 \text{ т.м.; } M'_K = + 1,43 \text{ т.м.}$$

При рамах больших пролетов к разобранным 8-ми случаям добавляется еще расчет на повышение и понижение температуры и усадки, а при тяжелых краях и—на тормозные силы. Для рассчитываемой рамы эти факторы имеют ничтожное влияние, тем более, что при учете изменений температуры и усадки, согласно „Единым нормам“ повышаются и допускаемые напряжения ($\sigma_b = 90; 75 \text{ и } 60 \text{ кг/см}^2$ и $\sigma_s = 1600 \text{ кг/см}^2$).

Отметим все же, что при учете влияния температуры принимаются: $E_s = 2,1 \cdot 10^6 \text{ т/м}^2$ и $\epsilon = \frac{1}{10^5}$ (коэффициент линейного расширения при изменении температуры на 1°C).

Затем, в этом случае имеют место только горизонтальные реакции, определяемые для данной рамы по формуле: *

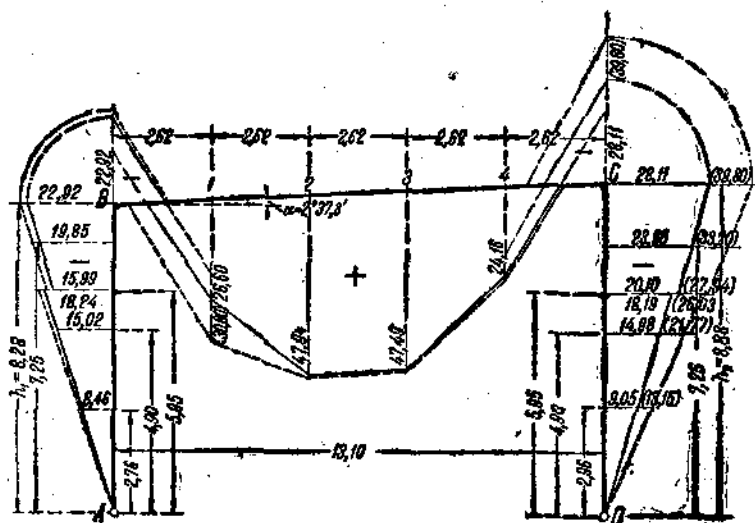
$$H = \frac{6 EJ' \cdot \alpha t \cdot l}{N \cdot s \cdot h_1^3}.$$

Таким образом, при повышении температуры на 15°C против температуры замыкания:

$$H = \frac{6 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 0,03531 \cdot 15 \cdot 13,1}{13,21 \cdot 13,11 \cdot 8,28^3 \cdot 10^5} = 0,074 \text{ т.}$$

$$M_B = -H \cdot h_1 = -0,074 \cdot 8,28 = -0,61 \text{ т.м.; } M_D = -H \cdot h_2 = -0,074 \cdot 8,88 = -0,66 \text{ т.м.}$$

При учете понижения температуры (и усадки) на $t_1^\circ \text{C}$ найденные выше значения умножаются на отношение $\frac{t_1}{t}$ и меняется знак на обратный.



Эпюра наибольших (расчетных) моментов без учета ветра (—) и с учетом ветра (---).

Черт. 472.

Величины моментов и опорных реакций, вычисленные для 8-ми случаев нагрузок, сведены в нижеследующую таблицу, причем они подразделены на две основных группы: от постоянной нагрузки и от полезной, выделив в последней отдельно величины от действия ветра.

Затем, через алгебраическое суммирование находят расчетные наибольшие и наименьшие значения моментов и опорных реакций, отдельно без учета ветра и с учетом ветра. ** При этом, при суммировании величин от полезных нагрузок, для получения наибольших значений берутся величины только со знаком +, а для получения наименьших значений только со знаком —, наблюдая, чтобы не попали при суммировании величины от тех нагрузок, которые одновременно не могут действовать, например, от крана только слева или справа, также и от ветра только слева или справа.

На черт. 472 построена эпюра (огibaющая) наибольших и наименьших моментов без учета действия ветра и с учетом такового. При этом, для простоты дуги параболы между каждыми двумя сосредоточенными гру-

* А. Kleinlogel, Rahmenformeln, s. 190.

** Соответственно указаниям „Единых норм“ определение действительных напряжений должно производиться при двух комбинациях внешних сил — основных и основных + случайные силы (давление ветра).

Сводная таблица № 1
моментов и опорных реакций рамы.

Случай нагрузки	Род нагрузки	Моменты в тл										Опорные реакции в т		
		Стойка AB			Ригель				Стойка CD					
		M_{kA}	M_{kO}	M_B	M_1	M_2	M_3	M_4	M_C	M'_{kO}	M'_{kD}	R	V_A	V_D
1	Собственный вес ригеля	- 4,75	- 4,75	- 6,61	+ 6,77	+13,42	+13,32	+ 6,49	- 7,09	- 4,74	- 4,74	+0,80	+ 6,43	+ 6,43
2	Сосред. нагрузки G	- 8,87	- 8,87	-12,34	+13,68	+26,61	+26,43	+13,05	-13,23	- 8,85	- 8,85	+1,49	+10,00	+10,00
1+2	Полная постоянн. нагрузка	-13,62	-13,62	-18,95	+20,45	+40,03	+39,75	+19,54	-20,32	-13,59	-13,59	+2,29	+16,43	+16,43
3	Сосред. врем. нагр. (снег) P	- 2,37	- 2,37	- 3,29	+ 3,65	+ 7,10	+ 7,05	+ 3,48	- 3,53	- 2,36	- 2,36	+0,40	+ 2,67	+ 2,67
4	Кран слева, у стойки AB	- 2,25	+ 2,64	+ 1,76	+ 1,21	+ 0,67	+ 0,12	- 0,42	- 0,97	+ 0,14	- 2,24	+0,38	+ 5,92	+ 3,17
5	Кран справа, у стойки CD	- 2,21	+ 0,18	- 0,68	- 0,19	+ 0,24	+ 0,69	+ 1,14	+ 1,60	+ 2,69	- 2,20	+0,51	+ 3,17	+ 5,92
6	Кран среднего пролета, у CD	+ 1,75	+ 1,75	+ 2,43	+ 1,29	+ 0,14	- 1,00	- 2,15	- 3,29	- 4,15	+ 1,75	-0,29	- 0,45	+ 8,88
7	Ветер слева	+ 8,92	+ 8,92	+ 8,16	+ 4,20	+ 0,27	- 3,75	- 7,72	-11,69	- 7,84	- 7,84	-2,81	- 1,49	+ 1,49
8	Ветер справа	- 1,42	- 1,42	- 1,98	- 1,16	- 0,39	+ 0,49	+ 1,31	+ 2,13	+ 1,43	+ 1,43	+0,24	+ 0,34	+ 0,28
														+ 0,34
														+ 0,22
	Расчетн. моменты													
	без учета ветра													
	с учетом ветра													
	max M	-11,87	- 9,23	-14,76	+26,60	+47,94	+47,49	+24,16	-19,72	-10,90	-11,84	+3,20	+25,02	+33,90
	min M	-18,24	-15,99	-22,92	+20,26	+40,03	+38,75	+16,97	-23,11	-20,10	-18,19	+2,00	+15,98	+16,43
	max M	- 2,95	- 0,81	- 6,60	+30,80	+48,21	+47,98	+25,47	-17,59	- 9,47	-10,41	+3,44	+25,34	+35,67
	min M	-19,66	-17,41	-24,90	+19,10	+39,64	+35,00	+ 9,25	-39,80	-27,94	-26,03	-0,81	+14,49	+16,31

зами (в ригеле), зависящие от собственного веса (g) заменены отрезками прямой; также и эпюра моментов с учетом ветра для левой стойки показана прямолинейной.

По этой эпюре могут быть определены наибольшие моменты в любых сечениях рамы.

Определение перерезывающих сил.

Так как знание перерезывающих сил необходимо для построения эпюры косых растягивающих напряжений, с помощью которой производится расчет хомутов и отогнутых стержней, то они должны быть определены для тех сечений, в которых будут определяться означенные напряжения.

Здесь необходимо разобрать те же случаи нагрузок, что и при определении моментов.

Случай 1. Равномерно-распределенная нагрузка от веса ригеля ($g = 0,982 \text{ т/м}$).

Ригель BC . Перерезывающая сила изменяется по линейному закону.

$$\text{Наклон ригеля: } \operatorname{tg} \alpha = \frac{0,60}{13,10} 0,04580; \alpha = 2^{\circ}37',3'';$$

$$\sin \alpha = 0,04574; \cos \alpha = 0,99800.$$

$$Q_B = V \cos \alpha - H \sin \alpha = 6,43 \cdot 0,998 - 0,80 \cdot 0,04574 = + 6,38 \text{ т.}$$

$$Q_1 = 6,38 - 0,982 \cdot 2,62 \cdot 0,998 = + 3,81 \text{ т.}$$

$$Q_2 = 3,81 - 2,57 = + 1,24 \text{ т; } Q_3 = 1,24 - 2,57 = - 1,33 \text{ т.}$$

$$Q_4 = - 1,33 - 2,57 = - 3,90 \text{ т; } Q_C = - 3,90 - 2,57 = - 6,47 \text{ т.}$$

Стойка AB . Перерезывающая сила на всем протяжении стойки одна и та же и равна

$$Q = H = - 0,80 \text{ т.}$$

Стойка CD . Тоже $Q = + 0,80 \text{ т.}$

Случай 2. Сосредоточенная постоянная нагрузка $G = 5 \text{ т}$.

Ригель BC . Перерезывающие силы претерпевают изменения в местах приложения сосредоточенных грузов, оставаясь постоянными на участках между ними.

$$Q_{B-1} = V \cos \alpha - H \sin \alpha = 10,0 \cdot 0,998 - 1,49 \cdot 0,04574 = + 9,91 \text{ т.}$$

$$Q_{1-2} = 9,91 - 5,0 \cdot 0,998 = + 4,92 \text{ т; } Q_{2-3} = 4,92 - 4,99 = - 0,07 \text{ т.}$$

$$Q_{3-4} = - 0,07 - 4,99 = - 5,06 \text{ т; } Q_{4-C} = - 5,06 - 4,99 = - 10,05 \text{ т.}$$

Стойка AB : $Q = H = - 1,49 \text{ т.}$

Стойка CD : $Q = + 1,49 \text{ т.}$

Случай 3. Сосредоточенная временная нагрузка $P = 1,334 \text{ т}$.

Пользуясь результатами предыдущего случая, при переводном коэффициенте $\frac{1,334}{5,0} = 0,267$, имеем:

$$\text{Ригель } BC: Q_{B-1} = + 9,91 \cdot 0,267 = + 2,65 \text{ т.}$$

$$Q_{1-2} = + 4,92 \cdot 0,267 = + 1,31 \text{ т; } Q_{2-3} = - 0,07 \cdot 0,267 = - 0,018 \text{ т;}$$

$$Q_{3-4} = - 5,06 \cdot 0,267 = - 1,35 \text{ т; } Q_{4-C} = - 10,05 \cdot 0,267 = - 2,68 \text{ т.}$$

Стойка AB : $Q = H = - 0,40 \text{ т.}$

Стойка CD : $Q = + 0,40 \text{ т.}$

* Столь незначительный наклон ригеля на практике при определении перерезывающих сил обыкновенно не учитывается, и ригель принимается горизонтальным.

Случай 4. Кран слева, у стойки AB .

В этом случае на протяжении каждого стержня рамы перерезывающая сила не меняет своей величины.

$$\text{Ригель } BC: Q_{BC} = \frac{M_C - M_B}{s} = \frac{-0,97 - 1,76}{13,11} = -0,21 \text{ т.}$$

$$\text{Стойка } AB: Q_{AB} = H = -0,38 \text{ т.}$$

$$\text{Стойка } CD: Q_{CD} = +0,38 \text{ т.}$$

Случай 5. Кран справа, у стойки CD .

$$\text{Ригель } BC: Q_{BC} = \frac{+1,60 + 0,68}{13,11} = +0,17 \text{ т.}$$

$$\text{Стойка } AB: Q_{AB} = H = -0,51 \text{ т.}$$

$$\text{Стойка } CD: Q_{CD} = +0,51 \text{ т.}$$

Случай 6. Кран среднего пролета, у стойки CD .

$$\text{Ригель } BC: Q_{BC} = \frac{-3,29 - 2,43}{13,11} = -0,44 \text{ т.}$$

$$\text{Стойка } AB: Q_{AB} = H = +0,29 \text{ т.}$$

$$\text{Стойка } CD: Q_{CD} = -0,29 \text{ т.}$$

Случай 7.* Ветровая нагрузка на раму слева:

а) равномерно-распределенная на стойку AB : $p_w = 0,44 \text{ т/м.}$

Ригель BC . Перерезывающая сила по всей длине ригеля одна и та же:

$$Q_{BC} = V \cos \alpha + (H_A - p_w \cdot h_1) \sin \alpha = -1,15 \times 0,998 - (2,57 - 0,44 \cdot 8,28) \cdot 0,04574 = -1,20 \text{ т.}$$

Стойка AB . Перерезывающая сила изменяется по линейному закону, и для построения эпюры сил необходимо найти перерезывающие силы только в сечениях A и B .

$$Q_A = H_A = +2,57 \text{ т}$$

$$Q_B = H_A - p_w h_1 = 2,57 - 0,44 \cdot 8,28 = -1,08 \text{ т.}$$

$$\text{Стойка } CD: Q_{CD} = H_D = -1,08 \text{ т.}$$

б) Горизонтальная составляющая от ветра слева, приложенная в узле C : $P_w = 0,5 \text{ т.}$

$$\text{Ригель } BC: Q_{BC} = \frac{M_C - M_B}{s} = \frac{-2,13 - 1,98}{13,11} = -0,31 \text{ т.}$$

$$\text{Стойка } AB: Q_{AB} = H_A = +0,24 \text{ т.}$$

$$\text{Стойка } CD: Q_{CD} = H_D = -0,26 \text{ т.}$$

Суммируя соответствующие значения величин из а) и б), получим

$$\text{Ригель } BC: Q_{BC} = -1,20 - 0,31 = -1,51 \text{ т.}$$

$$\text{Стойка } AB: Q_A = +2,57 + 0,24 = +2,81 \text{ т.}$$

$$Q_B = -1,08 + 0,24 = -0,84 \text{ т.}$$

$$\text{Стойка } CD: Q_{CD} = -1,34 \text{ т.}$$

Случай 8. Ветровая нагрузка на раму справа, в виде горизонтальной составляющей, приложенной в узле C : $P'_w = -0,50 \text{ т.}$

Здесь перерезывающие силы имеют те же величины, что и в случае 7, б, но с обратным знаком.

$$\text{Ригель } BC: Q_{BC} = +0,31 \text{ т.}$$

$$\text{Стойка } AB: Q_{AB} = -0,24 \text{ т.}$$

$$\text{Стойка } CD: Q_{CD} = +0,26 \text{ т.}$$

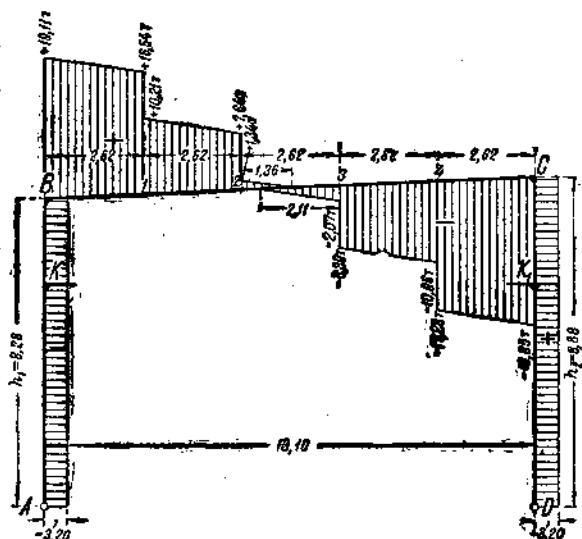
Вычисленные для 8-ми случаев нагрузок перерезывающие силы сведены в нижеследующую таблицу, и алгебраическим суммированием найдены расчетные наибольшие и наименьшие значения, отдельно без учета действия ветра и с учетом такового.

* На практике этот случай редко принимается во внимание при определении перерезывающих сил, за незначительностью получаемых величин.

Сводная таблица № 2
перерезывающих сил в раме

Случай нагрузки	Род нагрузки	Перерезывающие силы в м											
		В р а м е										В стойках	
		R_r	1_l	1_r	2_l	2_r	3_l	3_r	4_l	4_r	C_l	A	D
1	Собственный вес ригеля	+ 6,38	+ 3,81	+ 3,81	+ 1,24	+ 1,24	- 1,33	- 1,33	- 3,90	- 3,90	- 6,47	- 0,80	+ 0,80
2	Сосред. нагрузка G	+ 9,91	+ 9,91	+ 4,92	+ 4,92	- 0,07	- 0,07	- 5,06	- 5,06	- 10,05	- 10,05	- 1,49	+ 1,49
1+2	Полная постоянн. нагрузка	+ 16,29	+ 13,72	+ 8,73	+ 6,16	+ 1,17	- 1,40	- 6,39	- 8,96	- 13,95	- 16,52	- 2,29	+ 2,29
3	Сосред. врем. нагрузка P	+ 2,65	+ 2,65	+ 1,31	+ 1,31	- 0,02	- 0,02	- 1,35	- 1,35	- 2,68	- 2,68	- 0,40	+ 0,40
4	Кран слева, у стойки AB	- 0,21	- 0,21	- 0,21	- 0,21	- 0,21	- 0,21	- 0,21	- 0,21	- 0,21	- 0,21	- 0,38	+ 0,38
5	Кран справа, у стойки CD	+ 0,17	+ 0,17	+ 0,17	+ 0,17	+ 0,17	+ 0,17	+ 0,17	+ 0,17	+ 0,17	+ 0,17	- 0,51	+ 0,51
6	Кран среднего прол., у CD	- 0,44	- 0,44	- 0,44	- 0,44	- 0,44	- 0,44	- 0,44	- 0,44	- 0,44	- 0,44	+ 0,29	- 0,29
7	Ветер слева	- 1,51	- 1,51	- 1,51	- 1,51	- 1,51	- 1,51	- 1,51	- 1,51	- 1,51	- 1,51	+ 2,81	- 1,34
8	Ветер справа	+ 0,31	+ 0,31	+ 0,31	+ 0,31	+ 0,31	+ 0,31	+ 0,31	+ 0,31	+ 0,31	+ 0,31	- 0,24	- 0,26
	Расч. перерезыв. силы	+ 19,11	+ 16,54	+ 10,21	+ 7,64	+ 1,34	- 1,23	- 6,22	- 8,79	- 13,78	- 16,35	- 2,00	+ 3,20
	без учета ветра	+ 15,64	+ 13,07	+ 8,08	+ 5,51	+ 0,50	- 2,07	- 8,39	- 10,96	- 17,28	- 19,85	- 3,20	+ 2,00
	Расч. перерезыв. силы	+ 19,42	+ 16,85	+ 10,52	+ 7,95	+ 1,65	- 0,92	- 5,91	- 8,48	- 13,47	- 16,04	+ 0,81	+ 3,46
	с учетом ветра	+ 14,13	+ 11,56	+ 6,57	+ 4,00	- 1,01	- 3,58	- 9,90	- 12,47	- 18,79	- 21,36	- 3,44	+ 0,66

На черт. 473 показана эпюра наибольших и наименьших перерезывающих сил в раме, без учета ветра.



Эпюра наибольших (расчетных) перерезывающих сил.

Черт. 473.

Определение нормальных сил (черт. 468).

Нормальные силы N , действующие в ригеле, вследствие своей незначительной величины, при расчете (обычно) оставляются без внимания. Нормальные же силы, возникающие в отдельных сечениях стоек от нагрузок, вызывающих в тех же сечениях наибольшие изгибающие моменты, исчислены ниже.

Стойка AB.

1) Сечение под вутом, на высоте 7,25 м от шарнира А.

Постоянная нагрузка на ригеле (см. табл. № 1)	16,43 т
Реакция от балки № 2	4,26 "
Временная нагрузка (снег)	2,67 "
Кран у стойки CD $3,17 - 2,98 =$	0,19 "
Собств. вес стойки $\frac{1}{2} (0,873 + 0,827) (8,28 - 7,25) \cdot 0,32 \cdot 2,4 =$	0,67 "

$$N_{7,25} = 24,22 \text{ т}$$

2) Сечение на уровне верхней поверхности консоли, на высоте 5,95 м от шарнира А.

Постоянная нагрузка на ригеле	16,43 т
Реакция от балки № 2	4,26 "
Временная нагрузка (снег)	2,67 "
Кран у стойки AB	5,92 "
Собств. вес стойки $\frac{1}{2} (0,873 + 0,768) (8,28 - 5,95) \cdot 0,32 \cdot 2,4 =$	1,47 "

$$N_{5,95} = 30,75 \text{ т}$$

3) Сечение под консолью, на высоте 4,90 м от шарнира.

Постоянная нагрузка на ригеле	16,43 т
Реакция от балки № 2	4,26 "
Реакция от балки № 5	8,69 "
Временная нагрузка (снег)	2,67 "
Кран у стойки AB	5,92 "
Собств. вес стойки $\frac{1}{2} (0,873 + 0,721) (8,28 - 4,90) \cdot 0,32 \cdot 2,4 =$	2,07 "

$$N_{4,90} = 40,04 \text{ т}$$

4) Сечение в $\frac{1}{2}$ от шарнира, на высоте 2,76 м.

Все нагрузки п. 3, без собств. веса	37,97 м
Собств. вес стойки $\frac{1}{2}$ (0,873 + 0,624) (8,28 - 2,76) $\cdot$ 0,32 $\cdot$ 2,4 =	3,17 "
	$N_{2,76} = 41,14 \text{ м}$

5) Сечение у шарнира А

Все нагрузки п. 3 без собств. веса	37,97 м
Собств. вес стойки $\frac{1}{2}$ (0,873 + 0,50) $\cdot$ 8,28 $\cdot$ 0,32 $\cdot$ 2,4 =	4,36 "
	$N_A = 42,33 \text{ м}$

Стойка CD.

1) Сечение под вутлом, на высоте 7,25 м от шарнира D.

Постоянная нагрузка на ригеле	16,43 м
Реакция от балки № 3	3,92 "
Реакция от фермы среднего пролета	6,03 "
Временная нагрузка (снег)	2,67 "
Кран у стойки АВ 6,11 - 5,92 =	0,19 "
Кран среднего пролета, у стойки CD 8,88 - 8,43 =	0,45 "
Собств. вес стойки $\frac{1}{2}$ (1,00 + 0,927) (8,88 - 7,25) $\cdot$ 0,32 $\cdot$ 2,4 =	1,20 "
	$N'_{7,25} = 30,89 \text{ м}$

Ветер слева 1,49 + 0,28 =	1,77 м
	$N''_{7,25} = 32,66 \text{ м}$

2) Сечение под консолью, на высоте 4,90 м от шарнира D.

Постоянная нагрузка на ригеле	16,43 м
Реакция от балки № 3	3,92 "
Реакция от фермы среднего пролета	6,03 "
Реакция от балки № 4	7,24 "
Снег на ригеле	2,67 "
Кран у стойки АВ*	3,17 "
Кран среднего пролета у стойки CD	8,88 "
Собств. вес стойки $\frac{1}{2}$ (1,00 + 0,82) (8,88 - 4,90) $\cdot$ 0,32 $\cdot$ 2,4 =	2,78 "
	$N'_{4,90} = 51,12 \text{ м}$

Ветер слева	1,77 "
	$N''_{4,90} = 52,89 \text{ м}$

3) Сечение в $\frac{1}{2}$ от шарнира, на высоте 2,96 м от шарнира.

Все нагрузки п. 2, без собств. веса	48,34 м
Собств. вес стойки $\frac{1}{2}$ (1,00 + 0,73) (8,88 - 2,96) $\cdot$ 0,32 $\cdot$ 2,4 =	3,93 "
	$N'_{2,96} = 52,27 \text{ м}$
Ветер слева	1,77 "
	$N''_{2,96} = 54,04 \text{ м}$

4) Сечение у шарнира D.

Все нагрузки п. 2, без собств. веса, но с боковыми краями у стойки CD	51,09 м
Собств. вес стойки $\frac{1}{2}$ (1,00 + 0,60) $\cdot$ 8,88 $\cdot$ 0,32 $\cdot$ 2,4 =	5,50 "
	$N_D = 56,59 \text{ м}$
Ветер слева	1,77 "
	$N'_D = 58,36 \text{ м}$

* При этом положении крана, в стойке CD, в сечении на высоте 4,90 м от шарнира, получается наибольший момент.

Подбор сечений (арматуры) рамы.

1. Ригель:

а) Сечение 2, в месте наибольшего момента, $\max M_2 = 4794000 \text{ кгсм}$.

При $h = 95 \text{ см}$, $h_1 = 89 \text{ см}$, $b_1 = 32 \text{ см}$, $b = 102 \text{ см}$ и $d = 15 \text{ см}$.

$$(33) \quad F_s = \frac{M}{\sigma_s \left(h_1 - \frac{d}{2} \right)} = \frac{4794000}{1250(89 - \frac{15}{2})} = 47,06 \text{ см}^2.$$

Принимаем $8 \varnothing 25 \text{ мм} + 2 \varnothing 22 \text{ мм} = 46,88 \text{ см}^2$

$$b_1 = 4 + 5 \cdot 2,5 + 4 \cdot 2,5 = 26,5 < 32 \text{ см}.$$

Заметим, что при прямоугольном сечении ригеля ($b_1 = 40 \text{ см}$ и $h = 102 \text{ см}$), с тем же моментом инерции как и у выбранного таврового, рабочей арматуры (растянутой и сжатой) потребовалось бы больше, а именно $F_s + F'_s = 44,19 + 28,86 = 73,05 \text{ см}^2$; также и бетона на ригель (не считая плиты покрытия в 7 см) пошло бы больше на $12,5\%$.

Проверка напряжений.

$$(28) \quad x = \frac{n h_1 F_s + \frac{b d^3}{2}}{n F_s + b d} = \frac{15 \cdot 89 \cdot 46,88 + \frac{102 \cdot 15^3}{2}}{15 \cdot 46,88 + 102 \cdot 15} = 33,16 \text{ см}.$$

$$(29') \quad y = x - \frac{d}{2} + \frac{d^3}{6(2x - d)} = 33,16 - \frac{15}{2} + \frac{15^3}{6(2 \cdot 33,16 - 15)} = 26,39 \text{ см}.$$

$$(30) \quad \sigma_s = \frac{M}{F_s (h_1 - x + y)} = \frac{4794000}{46,88(89 - 33,16 + 26,39)} = 1244 \text{ кг/см}^2.$$

$$(31) \quad \sigma_b = \sigma_s \cdot \frac{x}{n(h_1 - x)} = 1244 \cdot \frac{33,16}{15(89 - 33,16)} = 49,2 \text{ кг/см}^2.$$

К полученному напряжению в бетоне прибавится еще незначительное дополнительное напряжение от нормальной силы, равное приблизительно

$$\frac{3200}{32 \cdot 80 + 102 \cdot 15} = 0,78 \text{ кг/см}^2.$$

Суммарное напряжение

$$\max \sigma_b = 49,2 + 0,78 = 50 \text{ кг/см}^2.$$

Такое напряжение (предельное) при тавровом сечении здесь допустимо, ввиду значительной толщины полки, малой ширины b и умеренного % содержания железа

$$\rho\% = \frac{46,88 \cdot 100}{95 \cdot 32} = 1,54\% < 2\%.$$

Так как при действии ветра момент в сечении 2 увеличивается весьма незначительно ($M_2' = 48,21 \text{ тм}$), а в то же время допускаемое напряжение, согласно „Единым нормам“, повышается до $\sigma_b = 60 \text{ кг/см}^2$ и $\sigma_s = 1500 \text{ кг/см}^2$, проверка является излишней.

В сечении 3 количество арматуры то же, что и в сечении 2, так как моменты в этих сечениях почти одинаковы.

б) Сечение 1:

$$F_s = \frac{2660000}{1250(89 - 7,5)} = 26,11 \text{ см}^2.$$

При учете действия ветра

$$F_s = \frac{3080000}{1500(89 - 7,5)} = 25,11 \text{ см}^2,$$

т. е. должно быть $6 \varnothing 25 \text{ мм} = 29,46 \text{ см}^2$.

в) Угол C :

$M = -23,11 \text{ тм}$; при ветре $M = -39,80 \text{ тм}$.

Так как рабочая высота в углу рамы трудно поддается точному определению, то из осторожности принимаем ее равной $h_1 = 140 \text{ см}$ (наибольшая высота, измеряемая приблизительно по равнодействующей угла, от линии вута до закругления по радиусу ок. $15d$, будет больше).

При полном использовании напряжений $\sigma_s = 60 \text{ кг/см}^2$ и $\sigma_c = 1500 \text{ кг/см}^2$, необходимая рабочая высота равна

$$h_1 = 0,319 \sqrt{\frac{3\,980\,000}{32}} = 112,5 \text{ см.}$$

Сечение железа при взятой рабочей высоте $h_1 = 140 \text{ см}$;

$$F_s = \frac{3\,980\,000}{1500 \cdot \frac{7}{8} \cdot 140} = 21,59 \text{ см}^2,$$

т. е. должно быть не менее $3 \varnothing 25 \text{ мм} + 2 \varnothing 22 \text{ мм} = 22,33 \text{ см}^2$.

г) У начала правого вута, в расстоянии 110 см от угла C :

$M = -14,19 \text{ тм}$ и при ветре $M = -20,09 \text{ тм}$ (по эпюре черт. 472).

Пренебрегая в запас прочности работой сжатой арматуры, необходимое сечение растянутой арматуры:

$$F_s = \frac{1\,419\,000}{1250 \cdot \frac{7}{8} \cdot 89} = 14,58 \text{ см}^2,$$

и при учете ветра

$$F_s = \frac{2\,009\,000}{1500 \cdot \frac{7}{8} \cdot 89} = 17,20 \text{ см}^2,$$

т. е. не менее $3 \varnothing 25 \text{ мм} + 1 \varnothing 22 \text{ мм} = 18,53 \text{ см}^2$.

Вообще, на расчетное количество стержней следует смотреть как на минимальное, и в действительности в некоторых сечениях, по конструктивным требованиям, может оказаться сечение арматуры несколько больше расчетного.

В данной раме (черт. 475) проведен принцип максимального использования железа, придерживаясь, насколько возможно, расчетных сечений, что, между прочим, вызвало применение для армирования стержней трех диаметров (25, 22 и 29 мм).

2. Стойка OD .

а) Сечение на высоте $7,25 \text{ м}$ от шарнира D .

Без учета ветра:

$M = 23,65 \text{ тм}$ и $N = 30,89 \text{ т}$ (по эпюре черт. 472).

$h = 60 + 0,045 \cdot 725 = 92,6 \text{ см}$; $h_1 = 92,6 - 4 = 88,6 \text{ см}$; $b = 32 \text{ см}$.

Определение сечения арматуры производим по таблице Элерса-Яна (приложение X).

$$M_s = M + N \left(\frac{h}{2} - a \right) = 2\,365\,000 + 30\,890 \left(\frac{92,6}{2} - 4 \right) = 3\,671\,647 \text{ кгсм.}$$

$$r = \frac{h_1}{\sqrt{\frac{M_s}{b}}} = \frac{88,6}{\sqrt{\frac{3\,671\,647}{32}}} = 0,262;$$

$$a = \frac{N \cdot h}{M_s} = \frac{30\,890 \cdot 88,6}{3\,671\,647} = 0,745.$$

При $\sigma_s = 50 \text{ кг/см}^2$, имеем (по интерполяции):

$$\mu_1 = 0,834 \text{ и } \mu = 1,855, \text{ при } \sigma_s = 900 \text{ кг/см}^2$$

$$F_s' = \mu_1 \cdot \frac{b}{100} \cdot h_1 = 0,834 \cdot 0,32 \cdot 88,6 = 23,65 \text{ см}^2$$

$$F_s = \mu \cdot \frac{b}{100} \cdot h_1 - \frac{N}{\sigma_s} = 1,855 \cdot 0,32 \cdot 88,6 - \frac{30890}{900} = 18,27 \text{ см}^2.$$

При учете ветра:

$$M = 33,20 \text{ тм и } N = 32,66 \text{ т.}$$

$$M_s = 3320000 + 32660 \left(\frac{92,6}{2} - 4 \right) = 4701518 \text{ кгсм.}$$

$$r = \frac{88,6}{\sqrt{\frac{4701518}{32}}} = 0,232;$$

$$\alpha = \frac{32660 \cdot 88,6}{4701518} = 0,615.$$

При $\sigma_s = 60 \text{ кг/см}^2$ имеем (по интерполяции):

$$\mu_1 = 1,151 \text{ и } \mu = 1,688, \text{ при } \sigma_s = 1257 \text{ кг/см}^2$$

$$F_s' = 1,151 \cdot 0,32 \cdot 88,6 = 32,63 \text{ см}^2$$

$$F_s = 1,688 \cdot 0,32 \cdot 88,6 - \frac{32660}{1257} = 21,85 \text{ см}^2.$$

Таким образом, при учете действия ветра сечение арматуры получается больше, чем без учета такового. Поэтому, принимаем окончательно:

$$F_s' = 5 \text{ } \varnothing \text{ 29 мм} = 33,05 \text{ см}^2,$$

$$F_s = 3 \text{ } \varnothing \text{ 25 мм} + 2 \text{ } \varnothing \text{ 22 мм} = 22,33 \text{ см}^2.$$

Проверка напряжений.

Имеем:

$$b = 32 \text{ см, } h = 92,6 \text{ см, } a = a' = 4 \text{ см, } F_s = 22,33 \text{ см}^2, F_s' = 33,05 \text{ см}^2,$$

$$M = 33,20 \text{ тм, } N = 32,66 \text{ т и } c = \frac{M}{N} = \frac{3320000}{32660} = 101,7 \text{ см.}$$

$$(144) \left\{ \begin{aligned} & x^3 - 3 \left(\frac{92,6}{2} - 101,7 \right) x^2 + \frac{6 \cdot 15}{32} \left[22,33 \left(101,7 + \frac{92,6}{2} - 4 \right) + \right. \\ & \left. + 33,05 \left(101,7 - \frac{92,6}{2} + 4 \right) \right] x - \frac{6 \cdot 15}{32} \left[22,33 (92,6 - 4) \left(101,7 + \frac{92,6}{2} - 4 \right) + \right. \\ & \left. + 33,05 \cdot 4 \left(101,7 - \frac{92,6}{2} + 4 \right) \right] = 0, \\ & x^3 + 166,2 x^2 + 14565 x - 823353 = 0. \end{aligned} \right.$$

Решая кубическое уравнение пробными подстановками, находим

$$x = 37,2 \text{ см,}$$

$$(145) \left\{ \begin{aligned} \sigma_s &= \frac{32 \cdot 37,2}{2} + \frac{15 \cdot 33,05}{37,2} (37,2 - 4) - \frac{15 \cdot 22,33}{37,2} (92,6 - 4 - 37,2) = \\ &= 56,8 \text{ кг/см}^2 < 60 \text{ кг/см}^2. \end{aligned} \right.$$

$$(142) \left\{ \begin{aligned} \sigma_s &= 15 \cdot 56,8 \cdot \frac{92,6 - 4 - 37,2}{37,2} = 1177 \text{ кг/см}^2. \end{aligned} \right.$$

Несмотря на относительно точный подбор арматуры, напряжения получились несколько меньшими, чем были приняты при подборе. Это объясняется тем, что таблица Элерса-Яна составлена в предположении $a' = 0,07 h$, т. е. $a' = 6,2 \text{ см}$, при проверке же напряжений принята действительная величина $a' = 4 \text{ см}$.

ж) Сечение под консолью, на высоте 4,90 м от шарнира D.

Так как значение M при действии ветра значительно больше, чем при действии только основных нагрузок, то подбор арматуры сразу производим при комбинации нагрузок с ветром

$$M = 21,77 \text{ тм и } N = 52,89 \text{ т.}$$

$$h = 60 + 0,045 \cdot 490 = 82 \text{ см; } h_1 = 82 - 4 = 78 \text{ см; } b = 32 \text{ см.}$$

По таблице Элерса-Яна (приложение X):

$$M_s = 2177000 + 52890 \left(\frac{78}{2} - 4 \right) = 4028150 \text{ кгсм,}$$

$$r = \frac{78}{\sqrt{\frac{4028150}{32}}} = 0,220; \alpha = \frac{52890 \cdot 78}{4028150} = 1,024.$$

При $\sigma_s = 60 \text{ кг/см}^2$, имеем:

$$\mu_1 = 0,985 \text{ и } \mu = 3,212, \text{ при } \sigma_s = 750 \text{ кг/см}^2,$$

$$F_s' = 0,985 \cdot 0,32 \cdot 78 = 24,59 \text{ см}^2,$$

$$F_s = 3,212 \cdot 0,32 \cdot 78 - \frac{52890}{750} = 9,65 \text{ см}^2,$$

т. е. в этом сечении должно быть не менее

$$F_s' = 4 \varnothing 29 \text{ мм} = 26,44 \text{ см}^2 \text{ и } F_s = 2 \varnothing 25 \text{ мм} = 9,82 \text{ см}^2.$$

В действительности же в этом сечении

$$F_s' = 5 \varnothing 29 \text{ мм и } F_s = 3 \varnothing 25 \text{ мм.}$$

з) Сечение на высоте $1/2$ от шарнира (2,96 м).

При ветре:

$$M = 13,15 \text{ тм и } N = 54,04 \text{ т,}$$

$$h = 60 + 0,045 \cdot 296 = 73,3 \text{ см; } h_1 = 73,3 - 4 = 69,3 \text{ см; } b = 32 \text{ см.}$$

По таблице Элерса-Яна:

$$M_s = 1315000 + 54040 \left(\frac{73,3}{2} - 4 \right) = 3080487 \text{ кгсм,}$$

$$r = \frac{69,3}{\sqrt{\frac{3080487}{32}}} = 0,234; \alpha = \frac{54040 \cdot 69,3}{3080487} = 1,216.$$

При $\sigma_s = 60 \text{ кг/см}^2$, имеем по интерполяции:

$$\mu_1 = 0,629 \text{ и } \mu = 4,845 \text{ при } \sigma_s = 502,5 \text{ кг/см}^2.$$

$$F_s' = 0,629 \cdot 0,32 \cdot 69,4 = 13,97 \text{ см}^2.$$

$$F_s = 4,845 \cdot 0,32 \cdot 69,4 - \frac{54040}{502,5} = 0.$$

По конструктивным соображениям принимаем наименьшее число стержней, с каждой стороны:

$$F_s' = 3 \varnothing 29 \text{ мм} = 19,83 \text{ см}^2 \text{ и } F_s = 3 \varnothing 25 \text{ мм} = 14,73 \text{ см}^2.$$

г) Сечение у шарнира D:

$$N = 56,59 \text{ т и } H = Q = 3,20 \text{ т.}$$

Шарнирные перекрепчивающиеся стержни должны принять на себя распор, который в этом месте равен поперечной силе.

Сечение шарнирных стержней, при допускаемом напряжении железа на срезывание 1000 кг/см^2 *

$$F_s = \frac{3200}{1000} = 3,20 \text{ см}^2;$$

По конструктивным соображениям ставим две пары перекрещивающихся стержней: $2 \times 2 \varnothing 22 \text{ мм} = 15,20 \text{ см}^2$ (черт. 474).

Опорную площадь в шарнире принимаем в $\frac{1}{3}$ сечения стойки $\frac{60}{3} \cdot 32 = 640 \text{ см}^2$. Учитывая же работу шарнирных стержней, приведенная площадь сечения будет равна

$$F_i = F_s + nF_s = 640 + 15 \cdot 15,20 = 868 \text{ см}^2.$$

Таким образом, напряжение бетона в шарнире будет

$$\sigma_b = \frac{N}{F_i} = \frac{56590}{868} = 65,2 \text{ кг/см}^2.$$

а при учете ветра

$$\sigma_b = \frac{58590}{868} = 67,2 \text{ кг/см}^2,$$

что не превосходит 75 кг/см^2 , которые по Залигеру можно допустить в шарнире, применив частые хомуты, или спиральную обмотку в нижней части стойки.

д) Проверка на продольный изгиб стойки CD.

Вследствие наличия продольной жесткой связи на высоте 5,95 м от шарнира, в виде промежуточной обвязки (оконной перемычки) за расчетную длину принимаем 0,7 от нижней части стойки, т. е. $0,7 \cdot 595 = 416,5 \text{ см}$.

$$\text{Отношение } \frac{l}{b} = \frac{416,5}{32} = 13 < 14.$$

Следовательно, согласно Единым нормам, расчет на продольный изгиб стойки CD не производится.

3. Стойка AB.

В виду незначительного влияния ветра на стойку AB, подбор сечений производим только при учете действия основных нагрузок.

а) Сечение на высоте 7,25 от шарнира A.

$M = 19,85 \text{ тм}$ и $N = 24,22 \text{ т}$ (по эпюре черт. 472).

$h = 50 + 0,045 \cdot 725 = 82,6 \text{ см}$; $h_1 = 82,6 - 4 = 78,6 \text{ см}$; $b = 32 \text{ см}$.

По таблице Элерса-Яна:

$$M_s = 1985000 + 24220 \left(\frac{82,6}{2} - 4 \right) = 2888406 \text{ кгсм}.$$

$$r = \frac{78,6}{\sqrt{\frac{2888406}{32}}} = 0,262.$$

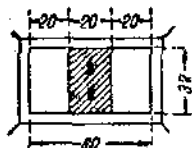
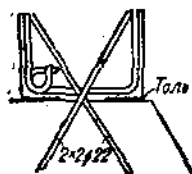
$$\alpha = \frac{24220 \cdot 78,6}{2888406} = 0,659.$$

При $\sigma_s = 50 \text{ кг/см}^2$, имеем (по интерполяции):

$\mu_1 = 0,918$ и $\mu = 1,684$, при $\sigma_s = 985 \text{ кг/см}^2$.

$$F_s' = \mu_1 \cdot \frac{b}{100} \cdot h_1 = 0,918 \cdot 0,32 \cdot 78,6 = 22,59 \text{ см}^2.$$

$$F_s = \mu \cdot \frac{b}{100} \cdot h_1 - \frac{N}{\sigma_s} = 1,684 \cdot 0,32 \cdot 78,6 - \frac{24220}{985} = 17,76 \text{ см}^2.$$



Черт. 474.

* По проекту норм 1931 г.

Принимаем:

$$F_s' = 5 \varnothing 25 = 24,55 \text{ см}^2$$

$$F_s = 5 \varnothing 22 = 19,0 \text{ см}^2.$$

б) Сечение на высоте консоли, в 5,95 м от шарнира А. Оставляя то же количество арматуры, что и в сечении на высоте 7,25 м, проверим напряжения.

Имеем: $b = 32 \text{ см}$; $h = 50 + 0,045 \cdot 5,95 = 77 \text{ см}$; $h_1 = 73 \text{ см}$; $a = a' = 4 \text{ см}$;
 $F_s = 5 \varnothing 22 \text{ мм} = 19,0 \text{ см}^2$; $F_s' = 5 \varnothing 25 \text{ мм} = 24,55 \text{ см}^2$; $M = 18,24 \text{ тм}$;
 $N = 30,75 \text{ т}$ и $c = \frac{1824000}{30750} = 59,31 \text{ см}$.

$$(144) \dots \left\{ \begin{aligned} &x^3 - 3\left(\frac{77}{2} - 59,31\right)x^2 + \frac{6 \cdot 15}{32} \left[19,0 \left(59,31 + \frac{77}{2} - 4 \right) + 24,55 \left(59,31 - \right. \right. \\ &\left. \left. - \frac{77}{2} + 4 \right) \right] x - \frac{6 \cdot 15}{32} \left[19,0 (77 - 4) (59,31 + \frac{77}{2} - 4) + 24,55 \cdot 4 (59,31 - \right. \\ &\left. \left. - \frac{77}{2} + 4) \right] \right\} = 0. \end{aligned} \right.$$

$$x^3 + 62,43x^2 + 6726x - 372800 = 0; x = 36,2 \text{ см}.$$

$$(145) \dots \sigma_t = \frac{30750}{\frac{32 \cdot 36,2}{2} + \frac{15 \cdot 24,55}{36,2} (36,2 - 4) - \frac{15 \cdot 19,0}{36,2} (77 - 4 - 36,2)} = 49,8 \text{ кг/см}^2 < 50 \text{ кг/см}^2.$$

$$(142) \dots \sigma_s = 15 \cdot 49,8 \cdot \frac{77 - 4 - 36,2}{36,2} = 760 \text{ кг/см}^2.$$

в) Сечение под консолью, на высоте 4,90 м от шарнира А.

$$M = 15,02 \text{ тм} \text{ и } N = 40,04 \text{ т}.$$

$$h = 50 + 0,045 \cdot 4,90 = 72 \text{ см}; h_1 = 72 - 4 = 68 \text{ см}; b = 32 \text{ см}.$$

По таблице Элерса-Яна:

$$M_s = 1502000 + 40040 \left(\frac{72}{2} - 4 \right) = 2783280 \text{ кгсм}.$$

$$r = \frac{68}{\sqrt{\frac{2783280}{32}}} = 0,234; \alpha = \frac{40040 \cdot 68}{2783280} = 0,978.$$

При $\sigma_s = 50 \text{ кг/см}^2$, имеем (по интерполяции):

$$\mu_1 = 1,216 \text{ и } \mu = 3,151, \text{ при } \sigma_s = 675 \text{ кг/см}^2.$$

$$F_s' = 1,216 \cdot 0,32 \cdot 68 = 26,46 \text{ см}^2.$$

$$F_s = 3,151 \cdot 0,32 \cdot 68 - \frac{40040}{675} = 9,25 \text{ см}^2.$$

Произведем подбор арматуры в этом же сечении по графику Мёрша (стр. 310, черт. 413).

$$c = \frac{M}{N} = \frac{1502000}{40040} = 37,51 \text{ см}.$$

$$M_s' = N \left(c - \frac{h}{2} + a \right) = 40040 \left(37,51 - \frac{72}{2} + 4 \right) = 220620 \text{ кгсм}.$$

$$M_s = N \left(c + \frac{h}{2} - a \right) = 40040 \left(37,51 + \frac{72}{2} - 4 \right) = 2783180 \text{ кгсм}.$$

Для отношений:

$$\frac{M_s'}{bh^2} = \frac{220620}{32 \cdot 72^2} = 1,33.$$

$$\frac{M_s}{bh^2} = \frac{2783180}{32 \cdot 72^2} = 16,73.$$

Приближенно имеем:

$$\mu_1 = 1,21 \text{ и } \mu = 0,42, \text{ при } \sigma_s = 550 \text{ кг/см}^2 \text{ и } a' = 0,08h = 5,76 \text{ см.}$$

$$F'_s = \mu_1 \cdot b h = 1,21 \cdot 32 \cdot 72 = 27,88 \text{ см}^2.$$

$$F_s = \mu \cdot b h = 0,42 \cdot 32 \cdot 72 = 9,68 \text{ см}^2.$$

Принимаем:

$$F'_s = 5 \varnothing 25 \text{ мм} = 24,55 \text{ см}^2$$

$$F_s = 3 \varnothing 22 \text{ мм} = 11,40 \text{ см}^2.$$

Проверка напряжений, в сечении под консолью.

Имеем:

$$b = 32 \text{ см; } h = 72 \text{ см; } h_1 = 68 \text{ см; } a = a' = 4 \text{ см; } F'_s = 24,55 \text{ см}^2;$$

$$F_s = 11,40 \text{ см}^2; M = 15,02 \text{ тм; } N = 40,04 \text{ т и } e = 37,51 \text{ см.}$$

$$(144) \left\{ \begin{aligned} & x^3 - 3 \left(\frac{72}{2} - 37,51 \right) x^2 + \frac{6 \cdot 15}{32} \left[11,40 \left(37,51 + \frac{72}{2} - 4 \right) + \right. \\ & \left. + 24,55 \left(37,51 - \frac{72}{2} + 4 \right) \right] x - \frac{6 \cdot 15}{32} \left[11,40 (72 - 4) \left(37,51 + \frac{72}{2} - 4 \right) + \right. \\ & \left. + 24,55 \cdot 4 \left(37,51 - \frac{72}{2} + 4 \right) \right] = 0. \end{aligned} \right.$$

Решая кубическое уравнение пробными подстановками, находим:

$$x = 36,95 \text{ см.}$$

$$(145) \quad \sigma_b = \frac{44040}{\frac{32 \cdot 36,95}{2} + \frac{15 \cdot 24,55}{36,95} (36,95 - 4) - \frac{15 \cdot 11,40}{36,95} (72 - 4 - 36,95)}$$

$$\sigma_b = 51,6 \text{ кг/см}^2$$

(превышает допускаемое на + 3,2%, что меньше 5%).

$$(142) \quad \sigma_s = 15 \cdot 51,6 \cdot \frac{72 - 4 - 36,95}{36,95} = 650 \text{ кг/см}^2.$$

г) Сечение на высоте 2,76 м от шарнира А.

$$M = 8,46 \text{ тм и } N = 41,14 \text{ т.}$$

$$h = 50 + 0,045 \cdot 276 = 62,4 \text{ см; } h_1 = 62,4 - 4 = 58,4 \text{ см; } b = 32 \text{ см.}$$

По таблице Элерса-Яна:

$$M_s = 846000 + 41140 \left(\frac{62,4}{2} - 4 \right) = 1965008 \text{ кгсм.}$$

$$r = \frac{58,4}{\sqrt{\frac{1965008}{32}}} = 0,283; \quad \alpha = \frac{41140 \cdot 58,4}{1965008} = 1,223.$$

При $\sigma_s = 50 \text{ кг/см}^2$, имеем (по интерполяции):

$$\mu_1 = 0,808 \text{ и } \mu = 5,514, \text{ при } \sigma_s = 320 \text{ кгсм}^2$$

$$F'_s = 0,808 \cdot 0,32 \cdot 58,4 = 15,30 \text{ см}^2,$$

$$F_s = 5,514 \cdot 0,32 \cdot 58,4 - \frac{41140}{320} = -25,5 \text{ см}^2,$$

здесь знак минус указывает, что растянутой арматуры в этом сечении не требуется.

По конструктивным соображениям продолжаем до шарнира по три стержня с каждой стороны, т. е.

$$F'_s = 3 \varnothing 25 \text{ мм} = 14,73 \text{ см}^2,$$

$$F_s = 3 \varnothing 22 \text{ мм} = 11,40 \text{ см}^2.$$

д) У шарнира A , как и у шарнира O ставим две пары перекрещивающихся стержней $2 \times 2 \varnothing 22$ мм.

$$\text{Опорная площадь} \dots F_i = \frac{50}{3} \cdot 32 = 533,3 \text{ см}^2$$

$$\text{Напряжение бетона} \dots \sigma_i = \frac{N}{F_i} = \frac{42\,330}{781,3} = 54,2 \text{ кг/см}^2 < 75 \text{ кг/см}^2.$$

Определение скалывающих напряжений и расчет отогнутых стержней и хомутов.

Расчет на скалывание производим только для ригеля, так как в стойках эти напряжения не превосходят допускаемого на бетон ($2,5 \text{ кг/см}^2$). В ригеле же достаточно этот расчет произвести только для правой половины, где перерезывающие силы, без учета действия ветра (которое ничтожно), имеют следующие значения (см. эпюру, черт. 473):

$$Q_2' = -2070 \text{ кг}; \quad Q_2'' = -8390 \text{ кг}; \quad Q_4' = -10960 \text{ кг}; \quad Q_4'' = -17280 \text{ кг}$$

$$\text{и } Q_e' = -19850 \text{ кг.}$$

Кроме того, у обреза стойки CD (черт. 468):

$$Q_k = -(19850 - 0,63 \cdot 982 \cos \alpha) = -19233 \text{ кг}$$

и у начала вута

$$Q_n = -(19850 - 1,10 \cdot 982 \cos \alpha) = -18772 \text{ кг.}$$

Плечо внутренней пары z :

$$\text{В средней части ригеля} \dots z = h_1 - 0,5d = 89 - 0,5 \cdot 15 = 81,5 \text{ см}$$

$$\text{У начала вута} \dots z = \frac{7}{8} \cdot 89 = 77,9 \text{ см}$$

$$\text{У обреза стойки} \dots z = \frac{7}{8} \cdot 190 = 166 \text{ см.}$$

Скалывающие напряжения (приближенно):

$$\text{У обреза стойки} \dots \tau_k = \frac{19233}{32 \cdot 166} = 3,62 \text{ кг/см}^2$$

$$\text{У начала вута} \dots \tau_n = \frac{18772}{32 \cdot 77,9} = 7,53 \text{ кг/см}^2$$

$$\text{Под балкой 4} \dots \tau_4'' = \frac{17280}{32 \cdot 81,5} = 6,62 \text{ кг/см}^2; \quad \tau_4' = \frac{10960}{32 \cdot 81,5} = 4,20 \text{ кг/см}^2$$

$$\text{Под балкой 3} \dots \tau_3'' = \frac{8390}{32 \cdot 81,5} = 3,22 \text{ кг/см}^2; \quad \tau_3' = \frac{2070}{32 \cdot 81,5} = 0,79 \text{ кг/см}^2$$

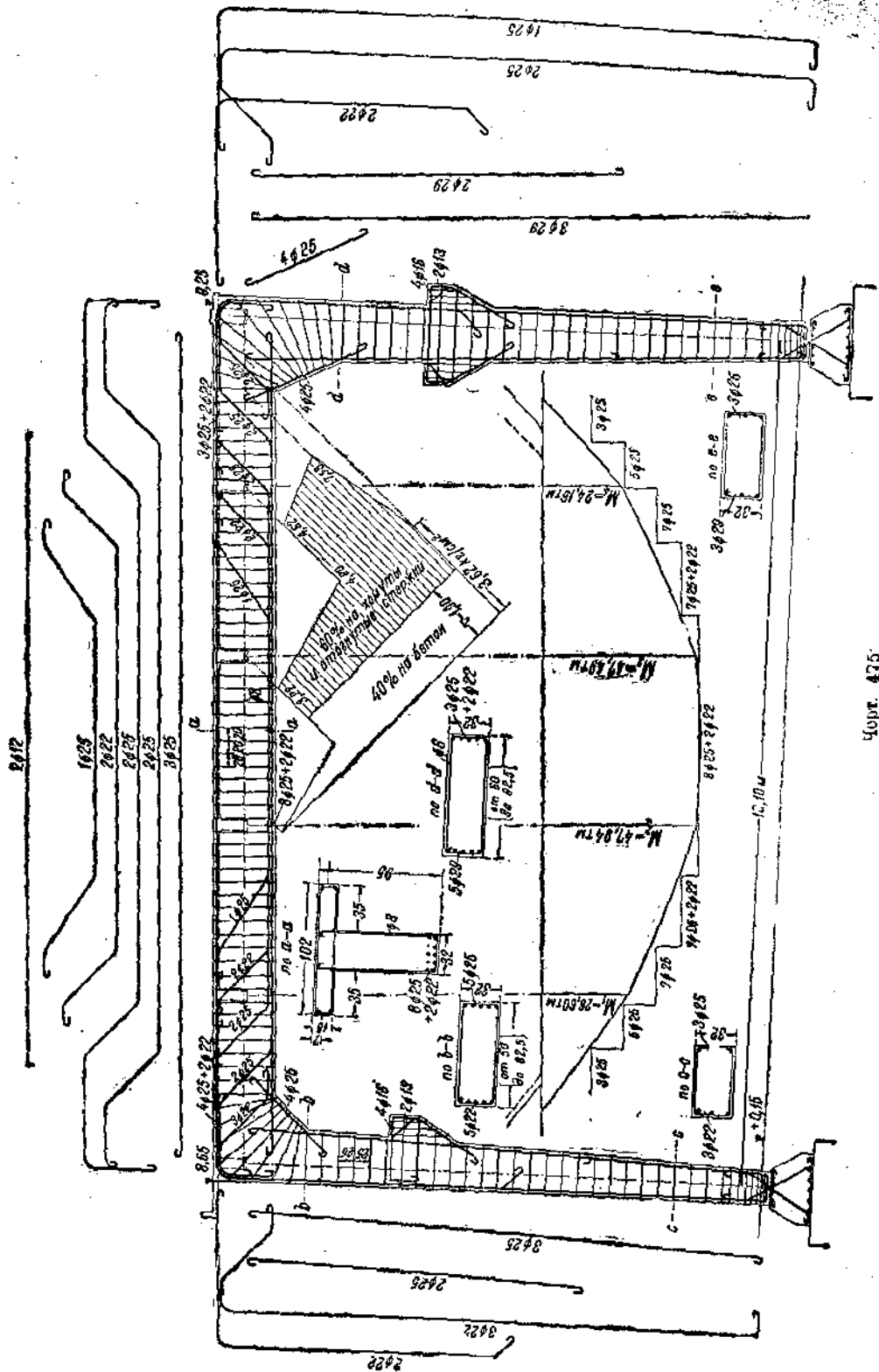
$$\text{У шарнира } A \dots \tau_A = \frac{3200}{\frac{7}{8} \cdot 32 \cdot 46} = 2,48 \text{ кг/см}^2 < 2,5 \text{ кг/см}^2$$

$$\text{У шарнира } D \dots \tau_D = \frac{3200}{\frac{7}{8} \cdot 32 \cdot 56} = 2,04 \text{ кг/см}^2 < 2,5 \text{ кг/см}^2.$$

Величина косого усилия в правой половине ригеля (черт. 475) равна:

$$Z_s = \frac{[(3,62 + 7,53) 47,4 + (7,53 + 6,62) 152 + (4,20 + 3,22) 262 + 0,79 \cdot 211] 32}{2\sqrt{2}}$$

$$Z_s = 54\,415 \text{ кг.}$$



Согласно „Единым нормам 1930 г.“ и новому проекту норм 1931 г. на бетон передается до 40% полной растягивающей силы, с тем однако, чтобы напряжение, воспринимаемое бетоном, не превосходило допускаемой величины, т. е. для 2-й марки бетона $2,5 \text{ кг/см}^2$, не менее же 60% полной косой растягивающей силы должно восприниматься совместно хомутами и отгибами.

В данном случае, передавая на бетон 40% растягивающей силы, т. е.

$$0,40 Z_s = 0,40 \cdot 54\,415 = 21\,766 \text{ кг},$$

напряжение в бетоне (определенное по эпюре) будет достигать только

$$\tau = \frac{21\,766 - \frac{1}{2} \cdot 0,79 \cdot 211 \cdot 32 \cdot 0,71}{32 \cdot 461,4 \cdot 0,71} = 1,90 \text{ кг/см}^2.$$

На хомуты и отогнутые стержни передается

$$0,60 Z_s = 0,60 \cdot 54\,415 = 32\,649 \text{ кг}.$$

Хомуты принимаем $\varnothing 8 \text{ мм}$ в две ветви и располагаем их на расстояниях в 20 см. При этих условиях они могут принять на себя:

$$\tau_s = \frac{2f_{sb} \cdot \sigma_s}{b_1 \cdot s} = \frac{1,01 \cdot 1250}{32 \cdot 20} = 1,97 \text{ кг/см}^2.$$

Остающееся косое растягивающее усилие передается отгибам. Величина этого усилия по эпюре определяется приблизительно в 13 600 кг, для принятия которого достаточно сечение железа $F_s = \frac{13\,600}{1250} = 10,87 \text{ см}^2$, т. е. всего $2 \varnothing 22 \text{ мм} + 1 \varnothing 25 \text{ мм} = 12,51 \text{ см}^2$.

Даже в случае передачи всех 60% косых усилий на отогнутые стержни, сечение последних определится в $F_s = \frac{32\,649}{1250} = 26,12 \text{ см}^2$, т. е. $2 \varnothing 22 \text{ мм} + 4 \varnothing 25 \text{ мм} = 27,24 \text{ см}^2$.

В действительности целесообразно и даже выгодно (как для закрепления концов в сжатой зоне, так и для получения необходимой верхней арматуры) отогнуть большее число стержней, наблюдая при этом, чтобы остающиеся внизу рабочие стержни соответствовали бы величинам моментов у мест отгибов, чтобы любая нормальная к оси балки (ригеля) плоскость пересекала бы по крайней мере один наклонный стержень (требование проекта норм 1931 г.) и чтобы размещение и сечение отгибов соответствовало бы характеру эпюры косых растягивающих напряжений. Выполнение этих условий проще всего достигается при помощи построения под ригелем эпюры косых растягивающих напряжений (для одной половины), эпюры изгибающих моментов и эпюры арматуры (отгибов), как это показано на черт. 475.

Приложение 1.

Извлечение из Технических условий и норм проектирования и возведения железобетонных и бетонных конструкций и сооружений 1931 г.

(Раздел второй). *

(Утвержденные приказом ВСНХ — СССР от 2 июня 1931 г. за № 338).

Определение внутренних напряжений, подбор сечений и конструирование элементов

1. Общие основания и методы расчета и конструирования элементов железобетонных конструкций

§ 20. Настоящий раздел Технических условий и норм распространяется на сооружения, в которых применяется бетон различных марок на обыкновенного, ковшевого и высортного портланд-цементов, шлако-портландских и вулкановых цементов.

Примечание. Данные нормы не распространяются на бетоны из глиноземистого цемента, так как для таковых будут введены специальные нормы после получения необходимых опытных данных о материалах, изготавливаемых в СССР.

§ 21. Для изготовления бетонных конструкций допускается применение любых марок бетона (§ 7).

Для железобетонных конструкций применяются нормально марки: М-210, М-170, М-130, М-110, М-90, причем выбор той или иной марки бетона для данного сооружения или его частей производится в соответствии с классом сооружения и другими предъявляемыми к последнему требованиями (раздел I).

Допускается применение любых промежуточных марок, если это обосновано экономическими или техническими соображениями.

Во всяком случае содержание цемента в 1 м³ готового бетона не должно быть ниже 250 кг в железобетонных сооружениях, подвергающихся воздействию атмосферных или других факторов, вызывающих окисление стали, и не ниже 220 кг вообще в железобетонных сооружениях.

Насыщение бетона металлом в железобетонных конструкциях должно составлять не менее 0,2% от площадей расчетных сечений элементов. Меньшее насыщение железом допускается для сооружений из простого бетона, если то требуется расчетом в отдельных местах сооружений, где имеются растягивающие напряжения.

§ 22. В основу расчета как чисто бетонных, так и железобетонных конструкций кладутся те же общие положения, на которых основан расчет однородных стержней, а именно: закон пропорциональности напряжений и деформаций (Гука), гипотеза плоских сечений (Бернулли) и др. При этом, как общее правило, в железобетонных конструкциях не учитывается сопротивление бетона растяжению; учет последнего требуется лишь в отдельных, указанных особо случаях.

§ 23. При определении расчетных усилий в элементах железобетонных конструкций, напряжений и деформаций принимаются следующие значения постоянных величин, входящих в расчетные формулы:

Объемный вес бетона из гравия или щебня естественных пород	2 200 кг/м³
Объемный вес железобетона при тех же условиях	2 400 "
Модуль упругости бетона при подборе сечений	$E_c = 140\,000 \text{ кг/см}^2$
" " в расчете статически неопределимых конструкций и определения деформаций	$E_c = 210\,000 \text{ "}$
Соответственно указанным величинам отношение модулей упругости для стали и бетона принимается равным	$m = 15 \text{ или } m = 10$
Модуль сдвига	$G_k = 90\,000 \text{ кг/см}^2$
Постоянная Пуассона для бетона	$\mu = \frac{1}{6}$
Коэффициент температурного удлинения	$\alpha_t = 0,000010$
" усадки	$\alpha_y = 0,000150$
" теплопроводности	1,0

* Места, соответствующие тексту «Единых норм 1931 г.», отмечены на полях червою линией.

При определении лишних неизвестных в статически неопределимых системах моменты инерции исчисляются, вводя в расчет все поперечное сечение бетона, не исключая и вытянутой его части, причем сечение арматуры может быть оставлено без учета. Учет арматуры необходим лишь при проверке величин фактических упругих перемещений (прогибов и девиаций).

§ 24. Учет всех внешних сил и нагрузок при расчете железобетонных и бетонных сооружений производится на основании „Единных норм“, изданных Комитетом по стандартизации. Влияние изменений температуры может оставаться без учета для обыкновенных гражданских сооружений. В тех случаях, когда такой учет является необходимым, расчетные колебания температуры по осям элементов сооружения в зависимости от размеров их сечения и характера сооружения определяются согласно приложениям 1 и 2 в конце данного раздела.

§ 25. Для обеспечения сооружения возможности температурных и усадочных деформаций, а также сдвигов, например от неравномерной осадки опор, следует устраивать сквозные швы расширения. В бетонных сооружениях швы располагаются через 10—20 м в зависимости от размеров элементов сооружения и степени обеспеченности для них свободы деформаций.

В железобетонных сооружениях швы расширения располагаются, как правило, не далее 40 м. При расстояниях, превышающих вышеуказанные, требуется во всех случаях проверка возникающих в сооружениях температурных и усадочных напряжений.

Конструкция швов расширения должна обеспечивать свободную и беспрепятственную деформацию отдельных частей сооружения. В частности для этой цели применяются устройство спаренных колонн на общем фундаменте, свободное опирание концов балок одной секции сооружения на консоли другой, свободные консоли.

Для обеспечения независимости осадок смежных частей сооружения могут применяться: а) спаренные колонны, опирающиеся на независимые фундаменты, б) вкладыши балок или плит, свободно опирающиеся на консоли обоими своими концами, в) отдельные консоли и др.

§ 26. В железобетонных конструкциях, испытывающих чистое растяжение, к которым предъявляются требования непроницаемости (резервуары, газгольдеры и т. п.), все усилия воспринимаются железом без учета сопротивления растяжению бетона. При этом площадь сечения рабочей арматуры должна составлять от полных площадей сечения не более нижеуказанных:

Для марок бетона	210	170	130	110	90
В процентах	2,6	2,1	1,5	1,2	1,0

§ 27. Армирование входящих углов, превышающих 15° , путем соответствующего перегиба арматуры не допускается, кроме случаев, когда такая арматура ни при каких обстоятельствах не может испытывать растяжения. Нормальное армирование при наличии растяжения производится

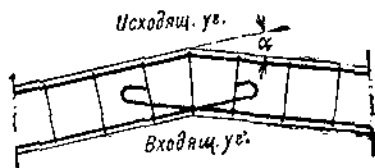


Рис. 1.

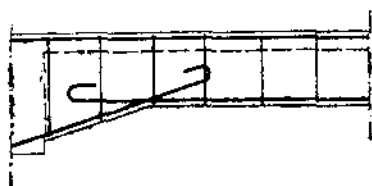


Рис. 2.

двумя системами взаимно пересекающихся прутьев, располагаемых вдоль граней входящего угла запускаемых за линию пересечения в глубь бетонного тела сооружения и закрепляемых там при помощи крюков Консидера или косых (рис. 1 и 2). Для входящих углов менее 15° допускается восприятие выдергивающей силы постановкой замкнутых хомутов, с перепуском концов последних на 30 д.

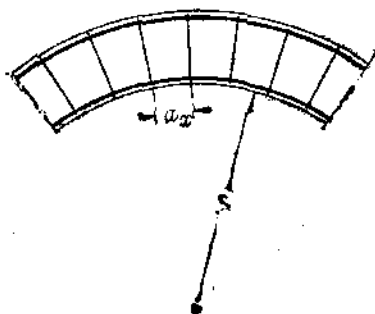


Рис. 3.

§ 28. Арматура у вогнутых поверхностей элемента сооружения, испытывающая растяжение, должна быть связана с бетонным массивом помощью хомутов. Сечение последних определяется формулой:

$$f_x = f_{\text{ж}} \frac{n_{\text{ж}} a_x}{[n_{\text{ж}}] r}$$

где a_x — расстояние между хомутами;

$n_{\text{ж}}$ — напряжение арматуры в месте установки хомута;

$[n_{\text{ж}}]$ — допускаемое напряжение на растяжение железа;

$f_{\text{ж}}$ — площадь сечения арматуры, охватываемой хомутами;

r — радиус кривизны арматуры (рис. 3).

Исключение допускается для тонких сводов с тонкой арматурой, надлежащая связь которой с бетоном обеспечивается сопротивлением отрыву самого бетона.

§ 29. Следует избегать армирования исходящих углов (рис. 1) в сжатой зоне элементов и, при неизбежности этого, обращать особое внимание на постановку у таких углов достаточного количества хомутов для восприятия усилия, действующего на исходящий угол, руководствуясь формулой:

$$f_x = 2 \sin \frac{\alpha}{2} \cdot f_{\kappa} \frac{n_{\kappa}}{[n_{\kappa}]},$$

где f_x — общее сечение хомутов близ исходящего угла,
 α — внешний исходящий угол,
 n_{κ} — действующее напряжение в арматуре,
 $[n_{\kappa}]$ — допускаемое напряжение железа на растяжение.

При распределении хомутов по арматуре криволинейных выпуклых поверхностей, подвергнутых сжатию, следует руководствоваться указаниями § 28.

§ 30. Концы арматуры, испытывающей растяжение, во избежание скольжения в бетоне снабжаются на концах крючками Консидера, загнутыми полукругом, диаметром в свету, равным не менее $2\frac{1}{2}$ диаметра прута (рис. 4), или косыми крючками (рис. 5). При изготовлении крючков Консидера ручным способом они снабжаются еще прямым концом, равным трем диаметрам прута. При машинном изготовлении крючков этот прямой конец может отсутствовать.

§ 31. В отдельных случаях, когда стержень оставляется в растянутой зоне бетона, он должен быть заанкерен на длину в $15d$, считая до касательной к крюку от того места, где по расчету прут становится лишним.

§ 32. Стержни, сжатые во всех случаях нагрузок, могут оставаться на концах без крючков при условии, если они вводятся в глубь бетонного тела до того места, где все сжимающие напряжения могут быть восприняты одним бетоном без участия арматуры, но не менее чем на $20d$.

§ 33. Перегибы арматуры делаются по дуге радиусом не менее 10-кратного диаметра стержня. Свободные концы отогнутых стержней снабжаются крючками Консидера или косыми крючками и, как правило, закрепляются в сжатой зоне бетона.

В отдельных случаях, когда отогнутые стержни кончаются в растянутой зоне бетона, они снабжаются прямым участком длиной в $15d$, считая до касательной к крюку (рис. 6). Такой же прямой участок отогнутых стержней в сжатой зоне бетона должен иметь $10d$ (рис. 7). В высоких балках (от 1,0 м) отогнутые стержни могут не иметь прямого участка (рис. 8).

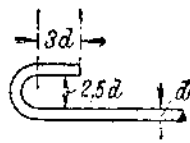


Рис. 4.

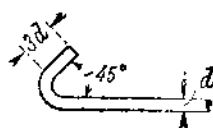


Рис. 5.

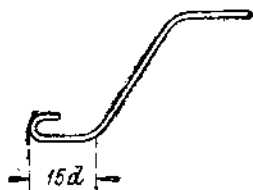


Рис. 6.

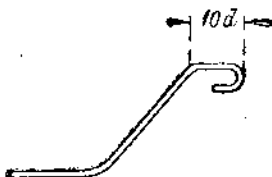


Рис. 7.



Рис. 8.

§ 34. Следует избегать устройства стыков арматуры в пределах зоны растяжения. При неизбежности устройства стыков рекомендуется применение для этой цели сварки.

В случае применения сварки, если напряжение превышает 70% допускаемого, следует укладывать лобовочные прутья, снабженные крючками Консидера или косыми, симметрично отгибательно места сварки на протяжении не менее $30d$ в каждую сторону, считая до касательной к крюку, площадью достаточной для восприятия 30% усилия, приходящегося на свариваемые прутья.

Качество сварки должно удовлетворять специальным техническим условиям.

Устройство стыков внахлестку допускается в стержнях диаметром не выше 25 мм, причем концы стержней должны быть снабжены крючками Консидера или косыми и перелущены друг за друга не менее чем на $30d$, считая между касательными к концам крючков.

Места стыков должны быть связаны проволокою, а самые прутья уложены таким образом, чтобы обеспечивалось всестороннее обволакивание их бетоном на всем протяжении стыка.

В элементах, подверженных чистому растяжению, как например в затяжках, рекомендуется при диаметре прутьев, превышающем 20 мм устройство стыков помощью стяжных винтовых муфт. Арматура круглых резервуаров может стыковаться внахлестку при условии расположения стыков вразбежку и тщательном их устройстве. В стержнях, сжатых при всех случаях нагрузки, как например в колоннах под центральной нагрузкой и др., допускается устраивать стыки внахлестку перелущком не менее $20d$, сваркой и помощью газовых стыков.

Во всех случаях рекомендуется располагать стыки в местах наименьшего напряжения арматуры.

Как удобное для стыков место в балках надлежит рассматривать отгибы арматуры.

Число стыкаемых в одном сечении прутьев не должно быть больше 25% общего их количества.

§ 35. Для предохранения железной (стальной) арматуры от действия атмосферных и других факторов, таковая должна быть покрыта защитным слоем бетона. Толщина защитного слоя нормально принимается для плит и стенок минимально в 1 см, а для балок и колонн в 2 см. Хомуты балок должны отстоять от поверхности бетона не менее чем на 1 см (рис. 13, 14). В случае опасности воздействия на бетон вредных факторов: дыма, кислоты, сырости и пр., — защитный слой утолщается не менее чем на 1 см. Кроме того при наличии факторов, способных вредно воздействовать и на бетон, необходимо принимать особые меры для предохранения последнего. Такими мерами являются: применение специальных составов для покрытия поверхности бетона (инертол, сидеростен и пр.), а также облицовок (кислотоупорными плитками, кирпичом и т. д.).

2. Допускаемые напряжения.

§ 36. Допускаемые напряжения в бетоне и железобетоне принимаются нормально в долях от временного сопротивления сжатию кубика рабочей консистенции 28-дневного возраста, изготовленного стандартным способом (R_{28}). В тех случаях применения бетонов из высокосортного цемента, когда испытания кубиков производится на 7-й день (§ 7), допускаемые напряжения принимаются в долях от временного сопротивления на 7-й день (R_7).

Получаемые при этом величины могут быть округлены не более чем на 3%.

§ 37. Величины расчетных напряжений в расчетных сечениях не должны отличаться от допускаемых величин более чем на 5%; недонапряжения более чем на 5% допускается, если то оправдывается экономическими соображениями.

§ 38. Во всех случаях проверки напряжений при учете сверх основных нагрузок также ветра, влияния температуры и усадки, а равно всех прочих воздействий, необходимо определять напряжения в элементах конструкций и без учета указанных дополнительных воздействий. В этом случае напряжения не должны превышать основных допускаемых величин, указанных в таблицах 1 и 2.

Таблица 1.

Допускаемые напряжения в железобетонных сооружениях.

Наименование напряжений	Величина напряжений в долях от R_{28}	Величина напряжений в кг/см ² при R_{28}				
		210	170	130	110	90
1. Сжатие осевое при $\frac{l}{h} < 14$	0,40	85	68	52	45	35
2. Сжатие при изгибе:						
а) основное	0,45	95	75	60	50	40
б) с учетом ветра или температуры	0,55	115	95	70	60	50
в) с учетом ветра и температуры	0,65	135	110	85	70	60
г) с учетом ветра, температуры, усадки и др. воздействий	0,70	145	120	90	75	65
3. При проверке на сжатие сечений, имеющих в зоне растянутых волокон плиту, допускаемые напряжения повышаются на	0,10	21	17	13	11	9
4. Скалывающие (главные растягивающие) напряжения, при которых не требуется хомутов и косых стержней	0,04	8,4	6,8	5,2	4,4	3,6
5. Предельные скалывающие (главные растягивающие) напряжения	0,10	21	17	13	11	9
6. Скалывающие (главные растягивающие) напряжения, передаваемые на бетон по всей длине эпюры	0,025	5	4	3	2,5	2
7. Срез между полкой таврового сечения и ребром	0,06	12,5	10	7,5	6,5	5,5
8. Сцепление между бетоном и арматурой при круглых стержнях	0,045	9,5	7,5	6	5	4

Величина напряжений	Величина напряжений в долях от R_{-28}	Величина напряжений в кг/см^2 при R_{-28}				
		210	170	130	110	90
9. Срез непосредственный.	0,07	15	12,7	9	7,5	6
10. Растяжение осевое (в стенках резервуаров, газгольдеров и др.)	0,12	25	20	15	13	11
11. Смятие местное при $h > d$ (F —полная площадь сечения;						
F_1 —площадь давления) . . .	$0,40 \sqrt[3]{\frac{F}{F_1}}$	$85 \sqrt[3]{\frac{F}{F_1}}$	$68 \sqrt[3]{\frac{F}{F_1}}$	$52 \sqrt[3]{\frac{F}{F_1}}$	$45 \sqrt[3]{\frac{F}{F_1}}$	$35 \sqrt[3]{\frac{F}{F_1}}$

Примечание. Повышение допускаемых напряжений для сжимающих (главных растягивающих) напряжений при учете дополнительных воздействий, например ветра, температуры, усадки и др., не допускается.

Таблица 2.

Допускаемые напряжения в бетонных сооружениях.

Наименование напряжений	Величина напряжений в долях от R_{-28}	Величина напряжений в кг/см ² при R_{-28}					
		170	130	110	90	65	45
1. Сжатие осевое и при изгибе:							
а) основное	0,35	60	45	38	31	23	16
б) с учетом ветра или температуры	0,42	70	55	46	38	27	19
в) с учетом ветра и температуры	0,49	84	64	54	44	32	22
г) с учетом ветра, температуры, усадки и др. воздействий	0,56	95	73	62	50	37	25
2. Растяжение при изгибе и внецентренном сжатии:							
а) основное	0,04	7	5	4,5	3,5	2,5	2
б) с учетом ветра или температуры	0,05	8,5	6,5	5,5	4,5	3,5	2,5
в) с учетом ветра и температуры	0,06	10	8	6,5	5,5	4	2,5
г) с учетом ветра, температуры, усадки и др. воздействий	0,07	12	9	7,5	6,5	4,5	3
3. Скользание и главные растягивающие напряжения при изгибе и внецентренном сжатии	0,04	7	5	4,5	3,5	2,5	2
4. Срез непосредственный	0,07	12	9	7,5	6	4,5	3

При учете любого сочетания воздействий во всех случаях величины расчетных напряжений не должны превышать величины $0,70 R_{-28}$ или $0,70 R_{-7}$ для любого класса сооружений.

§ 39. Приводимые в таблицах нормы допускаемых напряжений относятся к сооружениям II класса; для сооружений I класса они понижаются, а для сооружений III класса повышаются на 10%. Эти нормы являются обязательными для всякого рода гражданских и промышленных сооружений. Для сооружений специальных, как-то: гидротехнических, мостов и т. п., могут быть внесены соответствующие поправки.

§ 40. Допускаемые напряжения в железе (сталь 2 и 3).

Растяжение главной арматуры, косых стержней и хомутов 1250 кг/см

То же при учете температуры илн ветра	1 400

и ветра 1 500

ветра, усадки и прочих воздействий . . .	1 600

Срезывающее напряжение 1 000 "

Вышеуказанные напряжения могут быть допущены и для немаркированного (торгового) железа, но при этом верхний предел напряжений при учете всех факторов не должен быть выше 0,5 от временного сопротивления.

Наименование материала	Предел текучести	Основное допускаемое напряжение	Среднее напряжение
Превышенная углеродистая сталь (стр. 5).	3 000	1 600	1 200
Кремнистая сталь	3 600	1 850	1 400

3. Сжатые элементы.

§ 41. Бетонные сжатые элементы (колонны, столбы, стены и т. д.) могут применяться только при отношении высоты к наименьшему поперечному размеру сечения не более 14—при прямоугольном сечении и не более 12—при круглом и восьмигранном сечениях.

При осевом сжатии в случае $3 \leq \frac{l}{h} \leq 14$ для прямоугольного сечения или $2,6 \leq \frac{l}{d} \leq 12,1$ для круглого сечения в зависимости от отношения $\frac{l}{h}$ или $\frac{l}{d}$ расчетная нагрузка умножается на коэффициент K_r , где l —расчетная длина элемента, h —высота прямоугольного сечения элемента, равная меньшей из сторон, и d —диаметр в случае круглого сечения элемента.

Величина K_r определяется для прямоугольных сечений по формуле:

$$K_r = \frac{1}{0,4 + \frac{2h}{l}}$$

для круглых сечений по формуле:

$$K_r = \frac{1}{0,4 + 1,73 \frac{d}{l}}$$

При сечениях какой-либо иной формы в первую формулу вводится вместо h значение $3,46 r_{\text{ин}}^2$, где $r_{\text{ин}}$ — наименьший радиус инерции сечения.

Значения K_r , соответствующие $\frac{l}{h}$ от 3 до 14 и $\frac{l}{d}$ от 2,6 до 12,1, даются в нижеследующей таблице:

$\frac{l}{h}$	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
$\frac{l}{d}$	2,6	3,5	4,3	5,2	6,1	6,9	7,8	8,7	9,5	10,4	11,3	12,1
K_r	1,00	1,11	1,23	1,36	1,46	1,54	1,61	1,67	1,72	1,77	1,80	1,84

В случае эксцентричного действия сил, таковое должно быть обязательно учитываемо.

Поперечный размер бетонных столбов, испытывающих сжатие, должен быть не менее 0,25 м.

§ 42. Приведенное сечение железобетонных сжатых элементов, армированных продольной арматурой с обыкновенными хомутами, исчисляется по формуле:

$$F_i = (F + 15f_{\text{ж}}),$$

где F — полная площадь сечения элемента,

$f_{\text{ж}}$ — площадь сечения арматуры.

§ 43. Насыщение сечения продольной арматурой в железобетонных сжатых элементах должно быть не менее 0,5%. Однако в тех случаях, когда сечению элемента приданы по конструктивным, архитектурным или другим соображениям большие размеры, чем это требуется по расчету, сечение арматуры не увеличивается, а остается полученным по расчету, но не менее 0,2% от действительного сечения.

§ 44. Диаметр продольных стержней арматуры должен быть не менее 12 мм и не более 40 мм. Расстояние между стержнями в колоннах, находящихся под действием центрально приложенной нагрузки, должно быть не менее 15 см.

Расстояние между хомутами в колоннах, армируемых продольной арматурой с обыкновенными хомутами, должно быть не более 15 диаметров продольных стержней и не более наименьшего поперечного размера колонны. В местах стыков продольной арматуры хомуты ставятся не реже, чем через 10д.

При армировании колонн более чем 4 стержнями при сечении колонн больше 35×35 см, кроме основных хомутов по периметру колонны, надлежит ставить дополнительные хомуты для предохранения от выпадения промежуточных стержней. Эти хомуты ставятся в том же количестве, как и основные.

Хомуты должны плотно прилегать к продольной арматуре и связываются с ней проволокой.

Диаметр хомутов избирается в зависимости от диаметра продольной арматуры, примерно 0,25d, но не менее 5 мм.

Продольную арматуру в колоннах при отсутствии растягивающих напряжений рекомендуется заводить в фундамент колонны без крюков, причем длина заусыхаемых концов должна быть не менее 20d.

§ 45. При расчете сжатых железобетонных элементов, гибкость которых, т. е. отношение расчетной длины к наименьшему поперечному размеру сечения, не превосходит для прямоугольных — 14, а для круглых — 12, продольный изгиб не учитывается. При гибкости большей 14 расчетная нагрузка увеличивается умножением на коэффициент K_r согласно явке приложенной таблицы.

При этом расчетная длина l получается умножением полной длины сжатого элемента на:

- 1 — при шарнирном устройстве концов,
- 0,5 — „ полном закреплении „
- 0,7 — „ частичном закреплении и в элементах рам,
- 2 — „ одном защемленном и другом свободном конце.

Таблица коэффициентов K_r

$\frac{l}{h}$	$\frac{l}{d}$	Процентное содержание железа					
		0,5	1	1,5	2	2,5	3
14	12,13	1,02	1,02	1,01	1,00	1,00	1,00
16	13,86	1,13	1,11	1,09	1,08	1,07	1,06
18	15,59	1,24	1,21	1,19	1,17	1,16	1,15
20	17,32	1,35	1,32	1,30	1,28	1,26	1,25
22	19,05	1,49	1,45	1,42	1,39	1,37	1,36
24	20,78	1,63	1,58	1,55	1,52	1,49	1,47
26	22,52	1,79	1,73	1,69	1,66	1,63	1,60
28	24,25	1,95	1,89	1,85	1,81	1,77	1,74
30	25,98	2,14	2,07	2,01	1,97	1,93	1,90

Коэффициент K_r определяется из уравнения: $K_r = 0,7268 + 0,000139 \left(\frac{l}{r_n} \right)^2$, в котором r_n — радиус инерции сечения железобетонного элемента, получаемый из r_n^2 для невооруженного элемента по формуле:

$$(r_n)^2 = (r_n^0)^2 - \frac{1 + 28,8\alpha}{1 + 15\alpha},$$

где: α — Коэффициент армирования, т. е. отношение $f_{\text{ж}}$ — площади сечения продольной арматуры к F — площади сечения невооруженного элемента:

$$\alpha = \frac{f_{\text{ж}}}{F}.$$

Колонны с отношением $\frac{l}{h} > 30$ применять не рекомендуется.

§ 46. Если для повышения сопротивления бетона сжатию применяется косвенное вооружение в форме обжим (круговые спирали или кольца), расчет ведется по формуле:

$$R_0 = R - + 10\alpha \left(R - + \frac{\alpha_1}{2} \sqrt{\frac{100\alpha_0 D}{d_0}} \right) + \alpha_1 \sqrt{\frac{100\alpha_0 D}{d_0}},$$

где: R_0 — общее временное сопротивление, отнесенное к ядру, R — временное сопротивление неармированного бетона сжатию, α — отношение объема продольных стержней к объему бетона, α_0 — то же для спирали, D — диаметр ядра сечения, d_0 — диаметр проволоки спирали, α_1 — модуль арматуры, для первого приближения принимаемый $\alpha_1 = 16 \text{ кг/см}^2$ и определяемый более точно по формуле:

$$\alpha_1 = 15,7 + \frac{(100\alpha_0)^2}{9,7}.$$

Для расчетных напряжений та же формула имеет вид:

$$[n_0] = [n] + 10\alpha \left\{ [n] + \frac{\alpha_1}{2k} \sqrt{\frac{100\alpha_0 D}{d_0}} \right\} \frac{F_0}{F} + \frac{\alpha_1}{k} - \frac{F_0}{F} \sqrt{\frac{100\alpha_0 D}{d_0}},$$

где: F_0 и F — сечение ядра и общее, $k = 2,5$ — коэффициент запаса, а прочие буквы имеют указанное ранее значения.

Разрешается также пользоваться формулой:

$$F_i = F_0 + 15 f_x + 45 f_0.$$

где: F_0 — площадь ядра, измеряемая по оси спирали, f_x — сечение продольной арматуры, f_0 — приведенная площадь сечения обоймы, получаемая делением объема железа одного витка спирали на ее шаг и исчисляемая по формуле:

$$f_0 = \frac{\pi D f}{S},$$

в которой через f обозначено сечение прута обоймы, а через S — шаг, т. е. расстояние между витками спирали или кольцами обоймы.

§ 47. При конструировании колонн со спиральной арматурой должны быть соблюдены следующие требования:

1. Шаг спирали должен быть не более $\frac{1}{6}$ ядра и не более 80 мм.
2. Насыщение сечения продольной арматурой должно быть не менее 0,5% от площади ядра колонны.
3. Площадь сечения ядра должна составлять не менее $\frac{2}{3}$ всего сечения колонны.
4. Соотношение между объемами продольной и спиральной арматуры должно быть в пределах от 1 : 1 до 1 : 2. Общее сечение продольной и приведенной спиральной арматуры должно быть не менее 1,5% от площади сечения ядра колонны.

§ 48. Косвенная арматура предполагается в виде рядов прямоугольных сеток, расположенных по всему сечению колонны, с расстоянием сеток по высоте, равным расстоянию между прутьями сеток в плане, изготавливаемых из проволоки от 0,1 до 0,8 см без обязательной связи с продольной арматурой для всех марок бетона и при условии, что сетки расположены на взаимных расстояниях не реже $\frac{1}{3}$ наименьшего измерения сжатой части. Расчетная формула для временного сопротивления:

$$R = R_{\text{—}} + 10\alpha \left(R_{\text{—}} + \frac{\alpha_1}{2} \sqrt{\frac{100\alpha_0 h}{d_0}} \right) + \alpha_2 \sqrt{\frac{100\alpha_0 h}{d_0}},$$

где: R — временное сопротивление всей призмы, отнесенное ко всему сечению,

α_2 — модуль арматуры, приближенно принимаемый равным 10 кг/см², а более точно определяемый формулой:

$$\alpha_2 = 9,9 + \frac{(100\alpha_0)^2}{3},$$

h — наименьшее поперечное измерение колонны,

d_0 — диаметр проволоки, употребляемой для сеток.

Для расчетных напряжений та же формула имеет вид:

$$[n] = [n_{\text{—}}] + 10\alpha \left\{ [n_{\text{—}}] + \frac{\alpha_1}{2k} \sqrt{\frac{100\alpha_0 h}{d_0}} \right\} + \frac{\alpha_2}{\alpha} \sqrt{\frac{100\alpha_0 h}{d_0}}.$$

При наличии продольной арматуры необходимо, чтобы

$$[n] \leq 2 [n_{\text{—}}].$$

Желательно, чтобы проволока, из обрезков которой образован применяемый к бетону железный волос, имела диаметр не более 0,5 мм. Длина отдельных проволок не должна иметь менее 40 диаметров. Расчет производится по тем же формулам, как и в случае сеток, но модуль косвенной арматуры в форме волоса принимается вместо α_2 равным $\alpha_3 = 0,4 \alpha_2$.

§ 49. Железобетонные стойки с ядром, образованным из материала более высокого сопротивления (например в виде чугунной трубы), снабженные спиралью с целью воспрепятствовать отставанию бетонной оболочки от ядра, рассчитываются по формуле:

$$P = (F + 15 f_x + 45 f_0) [n_s] + F_{\text{ч}} \alpha [n_{\text{ч}}],$$

где F , f_x , f_0 , $[n_s]$ имеют прежние значения, $F_{\text{ч}}$ — площадь сечения чугунной трубы, $[n_{\text{ч}}]$ — допускаемое напряжение чугуна на сжатие, α — коэффициент, зависящий от отношения $\frac{l}{D}$ — длины трубы к ее внешнему диаметру и отношения $\frac{d}{D}$ — внутреннего и наружного диаметра последней.

Таблица коэффициентов α .

$\frac{l}{D}$	$\frac{d}{D}$				$\frac{l}{D}$	$\frac{d}{D}$			
	0,8	0,7	0,6	0,5		0,8	0,7	0,6	0,5
5	0,83	0,83	0,83	0,83	9	0,77	0,74	0,72	0,68
6	0,83	0,83	0,82	0,81	10	0,74	0,70	0,65	0,54
7	0,82	0,81	0,79	0,78	11	0,72	0,66	0,59	0,49
8	0,79	0,78	0,78	0,73	12	0,69	0,61	0,51	0,37

§ 50. Учет продольного изгиба в колоннах с косвенной арматурой производится, как для колонн с продольной арматурой, т. е. включением в момент инерции всего сечения, с учетом только продольной арматуры.

4. Плиты.

§ 51. Плиты делятся на балочные, имеющие рабочую арматуру в одном направлении и рассчитываемые как балки, и на опертые по контуру, армируемые перекрестной рабочей арматурой и рассчитываемые на изгибающие моменты в двух направлениях.

При отношениях сторон, меньших 1:2, плиты, опертые по контуру, рассчитываются, как балочные по меньшему пролету.

§ 52. При расчете однопролетных плит расчетный пролет принимается равным пролету в свету плюс толщина плиты посередине пролета, а при расчете неразрезных плит расчетные пролеты определяются по расстоянию между осями опор.

При большой ширине опор расчетный пролет разрешается считать равным пролету в свету плюс 5%.

§ 53. Сечение рабочей арматуры в плитах должно быть не менее 0,2% рабочего сечения плиты $b(h-a)$. Число рабочих стержней на 1 пог. м должно быть в средней части пролета и над опорами не менее 5 и не более 14. До опор должно быть доведено не менее $\frac{1}{8}$ нижних стержней и во всяком случае не менее 3 стержней на 1 пог. м.

§ 54. Распределительная или монтажная арматура должна ставиться в количестве 10–20% от сечения рабочей арматуры. Меньшее количество ставится в том случае, если распределительная арматура является по преимуществу монтажной, большее — при наличии сосредоточенных грузов.

Стержни распределительной арматуры должны ставиться не реже 30 см друг от друга, а монтажной — не реже 50 см.

§ 55. Стержни арматуры плиты на концах оставляются без крючков при условии обрыва в сжатой зоне.

§ 56. Минимальная толщина плит, армированных в одном направлении, должна быть: для крыш 6 см, для обычных междуэтажных перекрытий — 7 см, для междуэтажных перекрытий промышленных зданий — 8 см и под проездами — 10 см. Толщина плит с перекрестной арматурой должна быть не менее 8 см. В специальных случаях (сборные конструкции, подвешенные, не несущие плиты и др.) указанные толщины могут быть уменьшены.

Отношение пролета к толщине плиты не ограничивается, но в отдельных случаях, если это требуется условиями эксплуатации, должна производиться проверка величин упругих прогибов.

§ 57. При армировании плит, опертых по контуру, они разбиваются на 3 полосы в каждом направлении; крайние полосы шириной по $\frac{1}{4}$ меньшего пролета и остающиеся средние полосы в $\frac{1}{2}$ пролета. В крайних полосах вдоль ребра ставится арматура в половинном количестве на 1 пог. м ширины от сечения арматуры средней полосы, армируемой по расчетному моменту; однако арматура должна быть не менее 3 стержней на 1 пог. м.

§ 58. На опорах неразрезных плит расчетным моментом и расчетным сечением служат момент и сечение, определяемые по грани ребра. Расчетный наклон приливов (вугтов) должен быть не круче $\frac{1}{4}$.

Не рекомендуется устраивать вугты в том случае, если они по расчетным соображениям не нужны.

§ 59. Безбалочные плиты должны армироваться перекрестной арматурой. Калитеза колонн в безбалочных плитах могут конструироваться по одному из следующих типов (рис. 9).

§ 60. Небольшие отверстия в плитах (например для пропуска труб, вентиляционных шахт и пр.) армируются по периметру арматурой без увеличения толщины плиты, большие отверстия (например для пропуска подъемников) окаймляются армированными ребрами по периметру отверстия.

Как правило, сечение окаймляющей арматуры должно быть не менее суммарной площади сечения прутьев, перерезанных отверстием.

§ 61. При действии на плиту сосредоточенных грузов воздействие последних распределяется в направлении рабочей арматуры на длину:

$$a = t_1 + 2S,$$

где S — толщина слоя над плитой, распределяющего нагрузку. В направлении, перпендикулярном к рабочей арматуре плиты, длина распределения нагрузки принимается равной большей из величин

$$b = t_2 + 2S$$

$$b = \frac{2}{3} l,$$

где l — расчетный пролет плиты (рис. 10, 11).

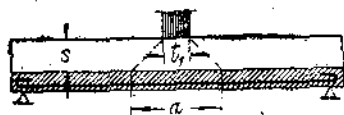


Рис. 10.

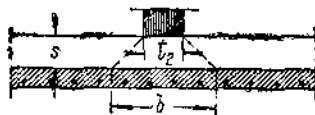


Рис. 11.

5. Балки.

§ 62. Основными формами применяемых в железобетонных конструкциях балок являются прямоугольное и тавровое сечения.

§ 63. При проектировании и расчете тавровых балок следует различать следующие случаи (рис. 12):

1. Самостоятельная балка со сжатой полкой, расположенной симметрично к ребру:

а) расчетная ширина b полки не должна превышать одной трети расчетного пролета l балки ($b \leq \frac{l}{3}$);

б) свободный свес $\frac{b_1}{2}$ полки не должен превышать шестикратной толщины d полки ($\frac{b_1}{2} \leq 6d$);

в) приливы полки (вуты) на протяжении c в каждую сторону обязательны, если $b - b_0 > 12d$ (причем уклон должен быть не менее 1:3),

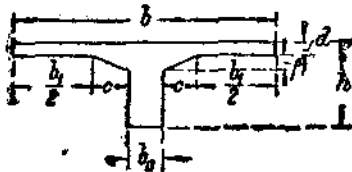


Рис. 12.

$$f > \frac{c}{3};$$

г) толщина $d + f$ полки в месте примыкания к ребру должна составлять не менее одной десятой полной высоты h сечения,

$$(d + f > \frac{h}{10}).$$

2. Полка самостоятельной баки расположена односторонне или несимметрично к ребру.

В этом случае необходимо учитывать косой изгиб балки, причем все положения п. 1 остаются в силе.

3. Тавровое сечение образуется ребром и частью плиты, входящей в состав целого перекрытия:

а) сечение рассчитывается как тавровое при условии, если толщина плиты при отсутствии приливов у ребра составляет не менее одной десятой полной высоты балки, т. е. $d \geq \frac{h}{10}$;

б) сечение рассчитывается как тавровое при наличии приливов с уклоном не более 1:3, если толщина $d + f$ полки в месте примыкания к ребру составляет не менее одной десятой высоты балки, т. е. $d + f \geq \frac{h}{10}$;

в) для второстепенных балок расчетная ширина полки b может приниматься равной расстоянию между их осями, а для главных — не более расстояния между осями второстепенных балок и во всяком случае не более половины пролета самой главной балки, т. е. по $\frac{1}{4}$ пролета ее в каждую сторону от оси ребра.

§ 64. При определении деформаций и расчете жесткостей элементов статически неопределяемых систем плита независимо от ее толщины вводится в расчет на всем протяжении между осями примыкающих к ребру пролетов конструкции.

§ 65. Арматура в ребрах располагается не более чем в два ряда. Допускается в виде исключения расположение арматуры и более чем в два ряда, но при этом следует учитывать неравномерность распределения напряжений в последовательных рядах арматуры.

§ 66. Арматура должна быть по возможности расположена равномерно по ширине ребра. Расстояние в свету между стержнями не должно быть менее диаметра самих стержней и во всяком случае не менее 20 мм (рис. 13).

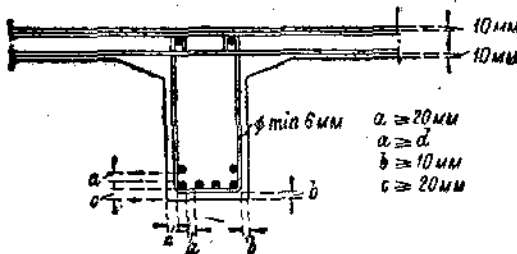


Рис. 13.

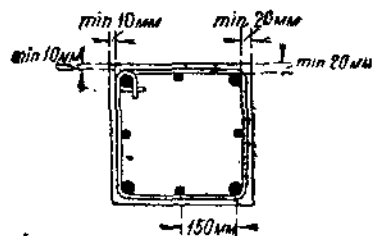


Рис. 14.

§ 67. Высота тавровых балок определяется преимущественно экономическими соображениями, а не полным использованием допускаемого напряжения бетона.

§ 68. Следует избегать армирования сжатой зоны тавровых балок продольной арматурой в соответствии с указаниями § 67, так как в большинстве случаев такое армирование является неэкономичным.

В прямоугольных балках допускается армирование сжатой зоны бетона в случае необходимости. В них допускаемое напряжение бетона на сжатие при изгибе может быть повышено против основного на величину $0,05 \{n_{ж} - n_{д}\}$, где $n_{ж}$ — допускаемое, $n_{д}$ — действительное напряжение на растяжение железа. Допускаемое напряжение на сжатие при изгибе в тавровых балках, где плита входит в растянутую зону сечений, увеличивается на $0,1 R_{-28}$ согласно указанию п. 8, табл. 1, § 38.

6. Внецентренное сжатие и растяжение.

§ 69. В сечениях, работающих на внецентренное сжатие или растяжение, арматура должна быть подобрана и распределена так, чтобы общая площадь ее была минимальная: симметричная арматура должна применяться лишь в тех случаях, когда она требуется по условиям работы элемента (плоские стенки силосов, колонны, несущие два одинаковых крановых пути, и т. п.).

§ 70. В железобетонных колоннах и стойках, работающих на внецентренное сжатие, полное сечение арматуры должно составлять не менее 0,5% от площади бетона; кроме того на сечение арматуры, расположенное со стороны наибольших сжимающих напряжений, на сечение арматуры на противоположной стороне сечения не должны быть в отдельности менее чем 0,15% от площади бетона.

§ 71. При подборе сечений бетонных элементов, работающих на внецентренное сжатие, растянутая зона бетона может быть введена в расчет при условии, что напряжение бетона на растяжение не превосходит величин, указанных в п. 2, табл. 2, § 38 для бетонных сооружений; если же растягивающие напряжения в бетоне превосходят допускаемые по § 38 величины, то растянутая зона бетона не учитывается.

§ 72. При гибкостях стержней, превышающих указанные в § 45 величины, необходимо учитывать устойчивость стержней.

Для этого помимо подбора сечений по правилам § 71, т. е. с учетом действительной продольной силы и действительного изгибающего момента, требуется проверить сжимающее напряжение в бетоне, вводя в расчет изгибающий момент M относительно оси, проходящей через центр тяжести полного приведенного сечения, и продольную силу, умноженную на коэффициент гибкости K_r из таблицы § 45; при этом независимо от величины растягивающих напряжений (если таковые получаются) в расчет вводится и растянутая зона бетона. Проверка производится по формуле:

$$n_0 = \frac{K_r P}{F_i} + \frac{M}{J_i} y,$$

где P — продольная сила,

M — изгибающий момент относительно оси, проходящей через центр тяжести полного приведенного сечения,

F_i — площадь полного приведенного сечения,

J_i — момент инерции полного приведенного сечения относительно оси, проходящей через его центр тяжести,

y — расстояние сжатой грани бетона от центра тяжести полного приведенного сечения.

Примечание. Для упрощения расчета при проверке напряжений по формуле § 72 разрешается, при определении центра тяжести сечения, его площади и момента инерции, пренебречь арматурой, если напряжение получается менее допускаемого.

§ 73. Если сечение работает на внецентренное растяжение, то растянутую зону бетона независимо от величины растягивающих напряжений, вводить в расчет не разрешается.

7. Касательные и главные растягивающие напряжения.

§ 74. При расчете элементов, находящихся под действием изгиба или изгиба и осевых сил определяются скалывающие и соответствующие им главные напряжения, которые у нейтральной оси, балки при изгибе равны скалывающим напряжениям.

§ 75. Величины скалывающих напряжений у нейтральной оси балки при изгибе не должны превосходить предельных величин, указанных в п. 5, табл. 1, § 38. Если расчетные напряжения превосходят эти величины, то размеры сечения, ширина или высота должны быть увеличены настолько, чтобы было выполнено требование настоящего параграфа.

§ 76. Если расчетные величины скалывающих напряжений на нейтральной оси при изгибе не превосходят величин, указанных в п. 4, табл. 1, § 38, то они могут целиком восприниматься бетоном и специальной арматуры для восприятия главных растягивающих напряжений не требуется.

§ 77. В случаях, когда расчетные величины наибольших напряжений при изгибе находятся между пределами, указанными в двух предыдущих параграфах, необходима арматура для восприятия главных растягивающих напряжений в форме отогнутых прутьев и хомутов. При этом до 40% полной растягивающей силы, определенной при помощи формулы скалывающих напряжений

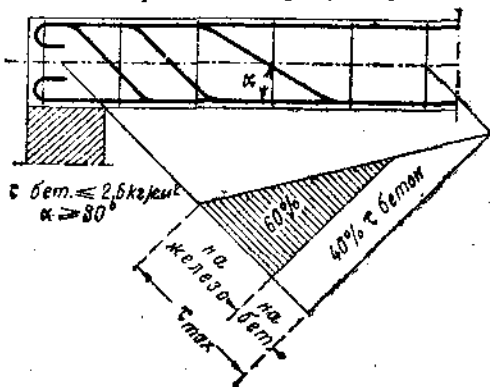


Рис. 15.

арматуры должны располагаться таким образом, чтобы любая нормальная к оси балки плоскость пересекала по крайней мере один наклонный стержень. Нормальный наклон косых стержней к оси балки составляет 1:1, однако при высоких балках допускается и большой их уклон — 2:1. С целью соблюдения указанного в начале настоящего параграфа требования, части наклонных прутьев арматуры может быть дан более пологий уклон — до 1:2 (рис. 15). Применение отдельных, не связанных с общей арматурой, наклонных прутьев „плавающих“ (рис. 17) не разрешается.

§ 82. Кроме определения скалывающих напряжений на нейтральной оси балки и соответствующих им главных растягивающих напряжений при расчете тавровых балок в необходимых случаях требуется проверка скалывающих напряжений у места примыкания плиты к ребру или вблизи такового. Эти напряжения определяются при симметричной полке балки формулой:

$$t_n = t_0 \frac{b_0}{2d} \frac{b - y}{b},$$

где t_0 — скалывающее напряжение в ребре, остальные же величины имеют значения, указанные на рис. 18. В пределах с приливов плиты, если таковые имеются, вводятся значения d , соответствующие толщине рассматриваемых сечений полки. В случае несимметричного расположения полки относительно ребра балки, следует учесть, что касательные напряжения по обе стороны ребра распределяются прямо пропорционально ширинам полки, фактически участвующим в передаче усилий.

§ 83. Определенные согласно предыдущему параграфу касательные напряжения не должны превосходить величины, указанных в п. 7, табл. 1, § 38. В противном случае необходимо устройство приливов у плиты или соответствующее утолщение последней. Кроме того понижение расчетной величины t_n может быть достигнуто и уменьшением величины t_0 путем увеличения высоты ребра.

§ 84. Для восприятия растягивающих напряжений, возникающих близ места примыкания плиты к ребру, поперек последнего у верхней грани плиты должна проходить арматура в количестве 0,3% от рабочего сечения плиты. Эта арматура может быть получена в ребрах второстепенных балок отгибом нижней арматуры плиты. В прогонах, когда арматура плиты проходит параллельно ребру, необходимо укладывать специальную арматуру в указанном количестве, если $t_n > 0,06 R_{28}$, и не менее 8 Ø 6 мм на 1 пог. м.

Требуемая настоящим параграфом арматура должна заходить в плиту в каждую сторону от ребра на длину, не менее четверти расчетного пролета плиты и не менее расчетной ширины полки тавровой балки.

8. Кручение.

§ 85. Расчет напряжений в случае прямоугольного сечения производится помощью таблицы Сен-Венана (стр. 390) по формуле:

$$t = \frac{M_k}{k_1 a^2 b} = \frac{M_k}{W_k},$$

где t — наибольшее скалывающее напряжение при кручении в середине большой стороны b прямоугольника (рис. 19),

a и b — меньшая и большая стороны прямоугольника,

M_k — момент кручения,

k_1 — табличный коэффициент, зависящий от отношения $\frac{b}{a}$,

$W_k = k_1 a^2 b$ — момент сопротивления при кручении.

Полученная по приведенной формуле величина t не должна быть больше чем $0,18 R_{28} - t_{изг}$, где $t_{изг}$ — величина скалывающего напряжения, получающаяся в рассматриваемом стержне, если одновременно он подвержен также изгибу. Если t не превышает величин допускаемых напряжений, указанных в п. 4, табл. 1, § 38, то специального армирования на кручение не требуется.

Если полученная по формуле величина превосходит указанное в п. 4, табл. 1, § 38 допускаемое напряжение, то часть этого напряжения, соответствующая величине, оговоренной в п. 6 табл. 1 § 38, передается на бетон, а остаток — на добавочные хомуты и продольную арматуру.

Расчет добавочной продольной арматуры и хомутов производится по формуле:

$$f_k + f_x = \frac{\Delta M_k}{2 F_n [n_x]},$$

где f_k — необходимое сечение добавочной продольной арматуры на 1 пог. см периметра ядра сечения,

f_x — необходимое сечение добавочных хомутов на 1 пог. см длины скручиваемого стержня,

ΔM_k — доля крутящего момента, передаваемая на арматуру,

F_n — площадь сечения ядра,

$[n_x]$ — допускаемое напряжение железа на растяжен



Рис. 17.

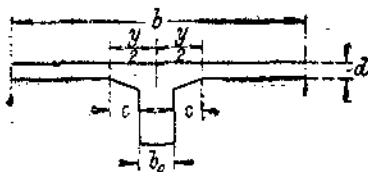


Рис. 18.

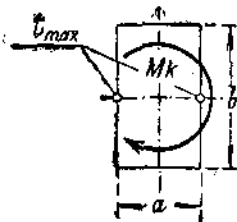


Рис. 19.

Формула для определения продольной арматуры и хомутов действительна для любой формы сечений без входящих углов. Хомуты следует делать замкнутыми с перепуском каждого конца на 30а. Спиральная арматура, теоретически более экономная для восприятия напряжений, возникающих под действием крутящих моментов, не рекомендуется практически, так как она способна воспринимать момент только одного направления и в прямоугольных сечениях неудобно исполнима.

§ 86. Сложные сечения в железобетоне применяются почти исключительно составленными из прямоугольных частей. Доля полного крутящего момента M_k , приходящаяся на каждый отдельный прямоугольный элемент сечения, определяется из условия равенства углов кручения всех элементов:

$$\frac{M_{1,k}}{Gk_{1,1}b_1a_1^3} = \frac{M_{2,k}}{Gk_{2,2}b_2a_2^3} = \frac{M_{3,k}}{Gk_{3,3}b_3a_3^3} = \dots = \frac{M_{n,k}}{Gk_{n,n}b_na_n^3},$$

откуда следует

$$M_{1,k} = M_k \frac{k_{1,1}b_1a_1^3}{\sum_{i=1}^{i=n} k_{i,i}b_ia_i^3} = M_k \frac{T_1}{T},$$

или

$$T_1 = k_{1,1}b_1a_1^3;$$

$$T = \sum_{i=1}^{i=n} k_{i,i}b_ia_i^3.$$

k — коэффициенты, зависящие от отношений $\frac{b_i}{a_i}$, даны в таблице ниже. По определении доли полного крутящего момента, приходящейся на каждый отдельный прямоугольный элемент сечения, наибольшее скалывающее напряжение в середине длинной стороны последнего, а также площадь сечения необходимой добавочной арматуры, продольной и хомутов, определяется для каждого такого элемента по формулам § 85.

Наибольшие скалывающие напряжения в сечении получаются в середине большей его стороны. Переход от одной части сечения к другой должен при кручении происходить по переходной прямой или лучше — плавной кривой, во избежание дополнительных напряжений во входящих углах.

Таблица Сен-Венана — к расчету прямоугольных сечений на кручение.

$\frac{b}{a}$	K_1	K_2	
1,0	0,208	0,141	$t = \frac{M_k}{k_1 a^3 b} = \frac{M_k}{W_k}.$ $\vartheta = \frac{M_k}{G k_2 b a^3} \text{ — удельный угол кручения,}$ $T = K_2 b a^3 \text{ — коэффициент кручения.}$
1,10	0,214	0,154	
1,20	0,219	0,166	
1,25	0,221	0,172	
1,30	0,223	0,177	
1,40	0,227	0,187	
1,50	0,231	0,197	
1,60	0,234	0,204	
1,75	0,239	0,214	
1,80	0,240	0,217	
2,00	0,246	0,229	
2,50	0,258	0,249	
3,00	0,267	0,263	
3,50	0,275	0,273	
4,00	0,282	0,281	
5,00	0,292	0,291	
10,00	0,312	0,312	
20,00	0,323	0,323	
30,00	0,333	0,333	

9. Сборные железобетонные конструкции из элементов, изготовляемых заводским путем.

§ 87. Сооружения, собираемые полностью или частью из готовых железобетонных элементов должны быть спроектированы таким образом, чтобы устойчивость и пространственная неизменяемость конструкции были в полной мере обеспечены путем приведения элементов в монолитную связь друг с другом, создавая связь элементов с конструкциями, бетонными на месте, и массивными стенами или приданием самим элементам достаточно устойчивой формы.

Независимо от этого необходимо обеспечить солидарность работы элементов сборных конструкций, создавая между ними надлежащую связь.

§ 88. Для элементов железобетонных конструкций, изготавливаемых на заводе при непрерывном контроле качества бетона, при строгой проверке соответствия всех частей проектным размерам и при периодических испытаниях прочности заводских изделий, допускаемые напряжения § 38 и 40 могут быть повышены:

для бетона на 15%
„ арматуры „ 5%

§ 89. Сечения и части сечений сборных конструкций, бетонируемые на месте, должны быть подобраны по допускаемым напряжениям, указанным в §§ 38 и 40, без повышения напряжений, предусмотренного в § 38 настоящей главы.

§ 90. В сборных железобетонных конструкциях независимо от степени их монолитности напряжения от усадки бетона не учитываются.

§ 91. Требования § 44 и 80 в отношении минимальных толщин и расположения хомутов на элементы сборных конструкций, изготавливаемые на заводе, не распространяются.

§ 92. Устройство стыков путем сбаливания полок металлических профилей, прикрепленных к торцам железобетонных элементов (стык Хойера), дает благодаря разгибанию полок соединение, недостаточно жесткое на изгиб. Поэтому стыки такого типа могут применяться в статически определенных системах, а в статически неопределимых системах — только вблизи нулевых точек моментов или в сечениях, работающих на внецентренное сжатие при незначительных растягивающих напряжениях.

§ 93. Проверка касательных напряжений в стенках балок производится по формуле:

$$t = \frac{Q}{bZ},$$

причем за величину b принимается наименьшая толщина стенки в пределах между нейтральной осью балки и осью растянутой арматуры.

При наличии в стенке отверстий, не превышающих в длину высоты стенки, а в вертикальном измерении не превышающих половины полной высоты сечения, касательные напряжения определяются по формуле:

$$T = \frac{c}{c-l} \cdot \frac{Q}{bZ},$$

где c — расстояние между центрами отверстий,
 l — ширина отверстий, измеренная вдоль оси балки.

§ 94. Для обеспечения элементов от повреждений при подъеме, перевозке и сборке им должна быть придана достаточная жесткость путем выбора соответствующей формы сечений или путем постановки диафрагм; жесткость при этом должна быть обеспечена не только в вертикальном и горизонтальном направлениях, но и в отношении деформации сечений. При проектировании элементов должны быть указаны места для подхватывания элементов при подъеме и сборке, а также места опор при перевозке.

В случае надобности элементы следует снабжать упками или штырями для такелажа.

§ 95. Сечения сборных элементов должны быть проверены на усилия, возникающие при их подъеме, перевозке и сборке, причем собственный вес легких элементов вводится в расчет с коэффициентом 1,5. Для расчета массивных элементов коэффициента увеличения собственного веса разрешается не вводить.

10. Выполнение рабочих чертежей.

§ 96. Рабочие чертежи конструкций должны давать исчерпывающее представление о той части сооружения, проектом которой они являются. Размеры, характеризующие отдельные элементы и их арматуру, должны быть указаны с достаточной полнотой, но без излишнего их избытка. Во избежание ошибок каждая цифра, каждый размер перед выпуском чертежа должны быть тщательно проверены.

§ 97. Масштаб чертежей следует выбирать наименьшим из условия, чтобы чертеж легко читался, с тем однако, чтобы ясное представление о данной части сооружения создавалось возможно меньшим числом чертежей.

Рекомендуются следующие масштабы чертежей:

а) для общестроительных и опалубочных чертежей $\frac{1}{100} - \frac{1}{50}$;

б) для рабочих чертежей железобетонных конструкций $\frac{1}{50} - \frac{1}{25}$;

в) для строительных деталей допустим больший масштаб.

§ 98. Для элементов с простой арматурой, как колонны многоярусных каркасов, продольных балок и плит, допускаются упрощенные и схематические способы изображения.

При отступлении от общепринятых способов изображения проектирующая организация должна взять на себя инструктирование персонала строительства в пользовании чертежами.

§ 99. На рабочих чертежах следует указывать:

- а) класс сооружения,
- б) марку бетона,
- в) расчетную схему и нагрузки,
- г) кубатуру бетона и общее количество железа,
- д) количество железа на 1 м³ бетона.

Для особо ответственных частей конструкций следует давать на чертежах огибающую эпюру моментов и эпюру главных растягивающих напряжений.

§ 100. Для облегчения пользования чертежами на строительных работах рекомендуется объединять выписку и спецификацию арматуры в одной таблице, даваемой на отдельном листе от чертежа конструкции, к которому данная спецификация и выписка относятся.

§ 101. Чертежи должны быть по возможности одного размера, соответствующего размеру стандартного листа.

Приложение I (к разделу II).

Температура по осям конструкций, подверженных влиянию наружного воздуха с двух сторон.

Изотермы	Габариты конструкции в метрах						
	До 0,8 м	1,2 м	1,6 м	2,0 м	3,0 м	4,0 м	5,0 м
наименьшая							
Верхоянск	-53,3	-51,3	-50,0	-48,5	-44,8	-41,0	-37,7
Якутск	-47,4	-44,7	-43,0	-41,7	-38,0	-34,5	-31,0
Олекминск	-42,0	-38,5	-35,1	-3,7	-0,7	-27,8	-24,8
-30	-34,0	-31,0	-29,2	-28,3	-26,3	-24,0	-21,6
-25	-30,1	-26,8	-24,3	-23,3	-21,4	-19,8	-17,6
-20	-25,2	-22,6	-20,3	-18,4	-17,2	-15,3	-13,8
-15	-20,4	-17,9	-15,8	-14,0	-12,2	-11,0	-9,6
-10	-15,0	-13,0	-11,0	-9,4	-8,1	-7,0	-5,8
-5	-9,4	-7,5	-6,1	-5,1	-3,6	-2,9	-2,2
0	-3,3	-2,2	-1,6	-1,2	-0,5	-0,2	-0,1
наивысшая							
Кола	+16,7	+14,9	+13,4	+12,1	+10,4	+9,6	+8,6
+15	+18,0	+16,7	+15,2	+13,9	+12,6	+11,4	+10,1
+20	+21,9	+20,1	+19,6	+18,6	+17,7	+16,4	+15,1
+25	+25,4	+23,0	+24,0	+23,9	+23,1	+21,8	+20,5
Ташкент	+28,1	+27,5	+26,7	+26,6	+25,6	+23,9	+22,2

Приложение II (к разделу II).

Температура по осям конструкций, подверженных влиянию наружного воздуха с четырех сторон.

Изотермы	Сечение конструкций в метрах				
	До 0,8 × 0,8 м	1,2 × 1,2 м	1,6 × 1,6 м	2,0 × 2,0 м	3,0 × 3,0 м
наименьшая					
Верхоянск	-53,5	-53,4	-52,0	-50,0	-48,6
Якутск	-50,2	-47,6	-45,4	-43,8	-41,6
Олекминск	-44,8	-42,1	-39,6	-37,1	-33,7
-30	-39,5	-35,5	-32,8	-30,5	-23,2
-25	-33,3	-30,2	-27,5	-25,7	-23,3
-20	-28,8	-25,3	-23,2	-21,4	-18,8
-15	-23,2	-20,4	-18,4	-16,8	-13,6
-10	-17,7	-15,1	-13,6	-11,9	-9,1
-5	-11,6	-9,3	-7,3	-6,6	-4,7
0	-4,2	-3,2	-1,3	-1,3	-0,8
наивысшая					
Кола	+18,6	+16,8	+15,9	+14,8	+12,3
+15	+19,5	+18,2	+17,2	+16,4	+14,0
+20	+22,5	+21,1	+20,6	+19,9	+18,7
+25	+26,0	+25,6	+25,0	+24,9	+24,4
Ташкент	+29,4	+28,3	+27,8	+27,2	+26,6

Примечание. Карта январских и июльских изотерм помещена в проекте „Общие положения к техническим условиям и нормам проектирования и возведения сооружений“ комиссии по строительству при СТО (издание „Плановое хозяйство“ 1930 г.).

Таблица веса в тоннах одного кубического метра различных материалов.

Литое железо и сталь	7,85
Чугун	7,25
Сварочное железо	7,80
Дуб естественной влажности	1,00
„ воздушно-сухой	0,80
„ средний вес	0,90
Сосна, ель естественной влажности	0,90
„ „ воздушно-сухие	0,60
„ „ средний вес	0,75
Кладка из клинкера	1,90
Кирпичная кладка из пустотелого кирпича	1,30
„ „ „ пористого кирпича	1,10
„ „ „ пустотелого кирпича	1,00
„ „ „ обыкновенного кирпича на известковом растворе	1,60
Кирпичная кладка на цементном растворе	1,80
Кладка из бетон. пустотелых камней, содержащих 30% пустот	1,10
„ „ шлаковых термоблоков	1,20—1,50
„ „ бутовой плиты	2,00—2,30
Бетон на гравитном щебне, или на гравии	2,20
Бетон на кирпичном щебне	1,80
„ „ пористых доменных шлаках	1,60
„ „ угольном шлаке	1,20
„ коксе	1,10
Теплый бетон (фармы Пауль Коссель)	1,45
Цементный раствор	2,10
Смешанный раствор	1,90
Железобетон	2,40
Песок сухой	1,60
„ влажный	2,00
Гравий сухой	1,80
„ влажный	2,00
Щебень гравитный сырой	2,00
„ „ сухой	1,80
„ кирпичный	1,20
Гравит	2,70
Известняк	2,50
Песчаник	2,40
Стекло	2,60
Асфальт литой	1,50
„ с крупным щебнем или прессованный	2,00
Ксилолит	1,40
Шифер искусств. (террофазерит, этернит)	1,80—2,30
Пробковая изоляция в пластинках	0,25
Шлак гранулированный	0,90
Шлак котельный	1,00
„ коксовый	0,60
Газобетон (пенобетон) изоляционный	0,30—0,40
„ „ строительный (заполнитель)	0,60—1,10
Фибролит	0,25—0,50
Камышит	0,40
Соломит	0,20
Торфяные плиты	0,20—0,35
Сфагнум рыхлый	0,10—0,15
Опилки древесные	0,15—0,23
Трепел, диатом сухой (в порошок)	0,70—0,50
Трепелный (диатомовый) кирпич	0,80—1,00
Бумага	1,10
Линолеум	1,20
Асбестовый картон	1,20
Асбофанера	1,30—1,40

Полезные нагрузки.

(По „Единым Нормам Строительного проектирования 1931 г.“).

А. Определение и порядок учета.

1. Под полезной разумеется всякого рода временная (переменная, способная изменяться количественно и качественно) нагрузка, отвечающая назначению сооружения (толпа людей, повозки, станки, предметы оборудования, товары и пр.).

2. Полезная нагрузка учитывается сверх постоянной, определяемой собственным весом несущего элемента конструкции и весом других частей, входящих в состав конструкции или сооружения в целом (штукатурка перекрытия, подготовка под чистый пол и самый пол, изоляция чердачного перекрытия и т. п.).

3. При расчете принимается такое (из возможных по условиям производства) расположение полезной нагрузки, которое соответствует наиболее неблагоприятному нагружению рассматриваемого элемента (или сооружения в целом).

4. Если действие полезной нагрузки сопряжено с ударами и сотрясениями или с колебаниями определенной периодичности, учет динамического действия полезной нагрузки производится в соответствии с указаниями раздела „В“.

5. Размер полезной нагрузки надлежит каждый раз определять по действительным производственным условиям службы сооружения в соответствии со сделанными выше указаниями, если на этот счет не имеется других указаний в специальных Т. У. и Н. на сооружении равного рода.

6. Для элементов зданий нормы полезных нагрузок устанавливаются разделами „Б“ и „Г“ настоящих норм, причем, если не имеется оговорок о необходимости выявления действительной производственной нагрузки, в расчет вводятся величины, указанные в разделах „Б“ и „Г“. При пользовании этими величинами прибавок на динамичность не делается.

7. Для мостов и гидротехнических сооружений, не предусмотренных нормами нагрузок, указанными ниже в раз. „В“ и „Б“, надлежит руководствоваться, впредь до издания Единых норм по этим сооружениям, нормами НКПС.

Б. Нормы полезных нагрузок для расчета элементов зданий.

1. Жилые здания

а) Помещения индивидуального пользования (для одного или нескольких лиц) и жилых ячеек общежитий	150 кг/м ²
б) Помещения коллективного пользования	250 „
в) Казарменные жилые помещения, спальни	250 „
г) Лестницы и коридоры жилых домов до двух этажей	300 „
д) Лестницы свыше двух этажей	350 „
е) „ в казармах	400 „
ж) Балконы, эркеры, террасы, галереи	350 „
з) Перила лестниц, балконов и пр. — давление в горизонтальном направлении в уровне поручня на 1 пог. м	50 кг

2. Коммунально-бытовые сооружения

а) Общественные столовые малой мощности	250 кг/м ²
б) „ „ „ большой „	350 „
в) Войны	350 „
г) Хлебопекарни	450 „

3. Лечебные сооружения

а) Больничные палаты	150 кг/м ²
б) Амбулатории	200 „
в) Лестницы	350 „
г) Балконы, эркеры, террасы, галереи	350 „
д) Перила лестниц, балконов и пр. на 1 пог. м	50 кг

4. Школьно-просветительные сооружения

а) Классные помещения и аудитории	250 кг/м ²
б) Лестницы	350 „
в) Балконы, эркеры, террасы, галереи	350 „
г) Перила лестниц, балконов и пр. на 1 пог. м	100 „

5. Общественные сооружения

а) Помещения общественных собраний (клубов, театров, кинотеатров и т. п.), кроме общих зал, фойе, вестибюлей и раздевален в них	300 кг/м ²
б) Общие залы, фойе, вестибюли и раздевалки клубов, театров, кинотеатров, концертных и физкультурных зал и всякого рода общественных собраний	400 "
в) Читальные комнаты со шкафами у капитальных стен	300 "
г) Книгохранилища и архивы по действительной нагрузке, но не менее	500 "
д) Вокзальные помещения	400 "
е) Гаражы и манежи	500 "
ж) Лестницы	400 "
з) Балконы, аркеры, террасы, галлерей	400 "
и) Перила лестниц, балконов и пр. на 1 пог. м	100 кг

6. Производственно-обрабатывающие сооружения

а) Заводские и фабричные помещения по действительной производственной нагрузке, но не менее:	
при очень легком оборудовании	300 кг/м ²
в остальных случаях	400 "
б) Складские помещения по действительной производственной нагрузке, но не менее	400 "
в) Лестницы	400 "
г) Перила лестниц на 1 пог. м	100 кг

7. Сельскохозяйственные сооружения

а) Сеновалы	300 кг/м ²
б) Погребницы и амбары	400 "
в) Хлебные амбары	500 "

8. Административные сооружения

а) Конторские и служебные помещения, в которых нет большого скопления посетителей	200 кг/м ²
б) Конторские и служебные помещения, в которых предполагается большое скопление посетителей	300 "
в) Лестницы	400 "
г) Балконы, аркеры, террасы, галлерей	350 "
д) Перила лестниц и балконов на 1 пог. м	50 кг

9. Элементы общие для всех родов сооружений

а) Чердачные перекрытия	75 кг/м ²
б) Горизонтальные или наклонные до $\frac{1}{10}$ крыши, если не исключена возможность временного пребывания людей для игры, наблюдений, отдыха (включая давление ветра и снега)	250 "
в) Оградительные решетки на крышах — давление в уровне верхней грани в горизонтальном направлении на 1 пог. м	40 кг
г) Перекрытия под закрытыми для езды дворами и световые дворы над подвалами	500 кг/м ²
д) Перекрытия под проездами и проезжими дворами по действительной производственной нагрузке, но не менее	800 "
е) Нагрузка от толпы людей	400 "
ж) Вспомогательные сооружения (леса, подмости и т. п.) для настила и балок	200 "
з) Вспомогательные сооружения (леса, подмости и т. п.) для прогонов, подкосов, стоек, свай. Доски настила проверяются на действие сосредоточенного груза — 150 кг (вес человека с грузом)	100 "

Примечание 1. Все элементы перекрытия должны проверяться на сосредоточенную нагрузку в середине пролета от веса одного человека с инструментом 100 кг.

Примечание 2. Во время постройки и эксплуатации допускается увеличение расчетной полезной нагрузки не более чем на 25% при соблюдении следующих условий: а) такая перегрузка может допускаться в единичных редких случаях и при малой продолжительности действия и б) во время действия такой нагрузки принимаются особые меры предосторожности.

Примечание 3. При расчете по вышеуказанным нормам балок, поддерживающих половой настил, нагрузка снижается на 20%, за исключением складов, библиотек, архивов и мест, где предусматривается нагрузка толпой.

Примечание 4. Вес перегородок, вместо точного его учета в каждом конкретном случае, может быть вводим путем увеличения полезной нагрузки, причем добавки эти должны составлять на один квадратный метр:

а) при перегородках обычных деревянных досчатых, с двух сторон оштукатуренных или перегородках на гипсовых досках	50 кг/м ²
б) при огнестойких перегородках толщиной до 8,5 см	100 "
в) при более толстых (до 13 см) огнестойких перегородках	150 "

При допущении полезной нагрузки свыше 500 кг/м² не требуется увеличивать ее значение на определенный вышеуказанным способом вес стен и переборков.

В. Учет динамического влияния полезной нагрузки.

1. Если действие полезной нагрузки сопряжено с ударами и сотрясениями, то значение ее умножается на динамический коэффициент, принимаемый:

- а) В случае транспортирования грузов и работы хорошо уравновешенных машин (токарные, фрезерные, шлифовальные, прядильные станки и т. д.) 1,10 — 1,30.
- б) При разгрузке грузов (опрокидывание вагонетки) и работе неуравновешенных машин (станки продольно-строгольные, гвоздильные, эксцентрик-овые-шлифовальные, ткацкие и т. п.) 1,30 — 1,50.

2. Влияние дополнительной нагрузки, учитываемое путем введения динамического коэффициента, не распространяется далее колонн и стен ниже лежащего этажа.

3. Динамические коэффициенты, учитывающие сотрясение при транспортировании и выгрузке, вводятся лишь в тех случаях, когда расчетная норма полезной временной нагрузки на перекрытие меньше 600 кг/м².

4. В сооружениях, где динамическое действие полезной нагрузки имеет периодичность, рекомендуется определять частоту собственных колебаний конструкции теоретическим путем, а в готовых зданиях — при помощи непосредственного измерения специальными машинами.

Примечание. Для расчета сейсмостойких сооружений надлежит пользоваться специальными Т. У. и Н.

Г. Учет передачи полезных нагрузок на колонны и несущие стены в многоэтажных зданиях.

1. При расчете колонн и несущих стен зданий, за исключением общественных, сельскохозяйственных и производственно-обрабатывающих, временная полезная нагрузка на перекрытия учитывается с уменьшением таким образом, что нагрузка на колонну в данном этаже передается:

- а) От двух вышележащих перекрытий полностью 100%
- б) " следующего за ним вверх перекрытия 80%
- в) " далее следующего вверх 60%
- г) " всех остальных вышележащих 40%

2. С х е м а

Р чер	Чердак
6 эт Р ₆	Р чер
5 эт Р ₅	Р ₆ + Р чер
4 эт Р ₄	Р ₆ + Р ₅ + 0,8Р чер
3 эт Р ₃	Р ₆ + Р ₅ + 0,8Р ₄ + 0,6Р чер
2 эт Р ₂	Р ₆ + Р ₄ + 0,8Р ₅ + 0,6Р ₃ + 0,4Р чер
1 эт Р ₁	Р ₆ + Р ₃ + 0,8Р ₄ + 0,6Р ₅ + 0,4(Р ₆ + Р чер)

По схеме Р₁, Р₂, Р чер. обозначают временные полезные нагрузки, приходящиеся на колонну или на пог. единицу периметра несущих стен от соответствующих междуэтажных перекрытий. Суммы, указанные с правой стороны, обозначают расчетную нагрузку в соответствующем этаже.

Моменты и перерезывающие силы неразрезных балок с равными пролетами (Таблицы Винклера)

g —постоянная нагрузка на единицу длины; p —временная нагрузка;

l —пролет; x —расстояние сечений от левой точки опоры

$\max M = (ag + \beta p) l^2$; $\min M = (ag + \gamma p) l^2$;

$\max Q = (ag + \beta p) l$; $\min Q = (ag + \epsilon p) l$

2 пролета (3 опоры)

$\frac{x}{l}$	Моменты			$\frac{x}{l}$	Перерезывающие силы			
	Влияние g	Влияние p			Влияние g	Влияние p		
		α	β			γ	α	β
0	0	+	0	0	+	0,375	0,4375	0,0625
0,1	+0,0325	0,0387	0,0062	0,1	+0,275	0,3437	0,0687	
0,2	+0,0550	0,0675	0,0125	0,2	+0,175	0,2624	0,0874	
0,3	+0,0675	0,0862	0,0187	0,3	+0,075	0,1932	0,1182	
0,4	+0,0700	0,0950	0,0250	0,375	+0,0	0,1491	0,1491	
0,5	+0,0625	0,0937	0,0312	0,4	—0,025	0,1359	0,1609	
0,6	+0,0450	0,0825	0,0375	0,5	—0,125	0,0898	0,2148	
0,7	+0,0175	0,0612	0,0437	0,6	—0,225	0,0544	0,2794	
0,75	0	0,0469	0,0469	0,7	—0,325	0,0287	0,3537	
0,8	—0,0200	0,0300	0,0500	0,8	—0,425	0,0119	0,4369	
0,85	—0,0425	0,0152	0,0577	0,9	—0,525	0,0027	0,5277	
0,90	—0,0675	0,0061	0,0736	1,0	—0,625	0	0,6250	
0,95	—0,0950	0,0014	0,0964					
1,00	—0,1250	0	0,1250					

Реакция опор:
max $A = 0,3750 \, gl + 0,4375 \, pl$;
max $B = 1,25 \, (a + e) \, l$.

Реакции опор:

$\max A = 0,3750 gl + 0,4375 pl$;

$\max B = 1,25 (g + p) l$.

3 пролета (4 опоры)

$\frac{x}{l}$	Моменты			$\frac{x}{l}$	Перерезывающие силы		
	Влияние g	Влияние p			Влияние g	Влияние p	
		α	β			γ	α
I пролет		+	—	I пролет		+	—
0	0	0	0	0	+ 0,4	0,4500	0,0500
0,1	+ 0,035	0,040	0,005	0,1	+ 0,3	0,3560	0,0563
0,2	+ 0,060	0,070	0,010	0,2	+ 0,2	0,2752	0,0752
0,3	+ 0,075	0,090	0,015	0,3	+ 0,1	0,2065	0,1065
0,4	+ 0,080	0,100	0,020	0,4	0	0,1496	0,1496
0,5	+ 0,075	0,100	0,025	0,5	— 0,1	0,1042	0,2042
0,6	+ 0,060	0,090	0,030	0,6	— 0,2	0,0694	0,2694
0,7	+ 0,035	0,070	0,035	0,7	— 0,3	0,0443	0,3443
0,8	0	0,0402	0,0402	0,8	— 0,4	0,0280	0,4280
0,85	— 0,0212	0,0277	0,0490	0,9	— 0,5	0,0193	0,5191
0,9	— 0,0450	0,0204	0,0654	1,0	— 0,6	0,0167	0,6167
0,95	— 0,0712	0,0171	0,0883	II пролет			
1,0	— 0,1000	0,0167	0,1167	1,0	+ 0,5	0,5833	0,0833
II пролет				1,1	+ 0,4	0,4870	0,0870
1,05	— 0,0762	0,0141	0,0903	1,2	+ 0,3	0,3991	0,0991
1,1	— 0,0550	0,0151	0,0701	1,3	+ 0,2	0,3210	0,1210
1,15	— 0,0362	0,0205	0,0568	1,4	+ 0,1	0,2537	0,1537
1,2	— 0,0200	0,030	0,050	1,5	0	0,1979	0,1979
1,276	0	0,050	0,050				
1,3	+ 0,005	0,055	0,050				
1,4	+ 0,020	0,070	0,050				
1,5	+ 0,025	0,075	0,050				

Реакции опор:
max $A = 0,40 \text{ gl} + 0,45 \text{ pl}$;
max $B = 1,1 \text{ gl} + 1,2 \text{ pl}$.

Реакции опор:

$\max A = 0,40 gl + 0,45 pl$;

$\max B = 1,1 gl + 1,2 pl$.

$\frac{x}{l}$	Моменты			$\frac{x}{l}$	Перерезывающие силы		
	Влияние g		Влияние p		Влияние g		Влияние p
	a	β	γ		a	b	c
I пролет		+	-	I пролет		+	-
0,1	+ 0,0343	0,0396	0,0054	0	+ 0,3929	0,4464	0,0535
0,2	+ 0,0586	0,0693	0,0107	0,1	+ 0,2929	0,3528	0,0599
0,3	+ 0,0729	0,0889	0,0161	0,2	+ 0,1929	0,2717	0,0788
0,4	+ 0,0771	0,0966	0,0214	0,3	+ 0,0929	0,2029	0,1101
0,5	+ 0,0714	0,0982	0,0268	0,393	0	0,1498	0,1498
0,6	+ 0,0557	0,0879	0,0321	0,4	- 0,0071	0,1461	0,1583
0,7	+ 0,0300	0,0675	0,0375	0,5	- 0,1071	0,1007	0,2079
0,786	0	0,0421	0,0421	0,6	- 0,2071	0,0660	0,2731
0,8	- 0,0057	0,0374	0,0431	0,7	- 0,3071	0,0410	0,3481
0,85	- 0,0273	0,0248	0,0522	0,8	- 0,4071	0,0247	0,4319
0,9	- 0,0514	0,0163	0,0677	0,9	- 0,5071	0,0160	0,5231
0,95	- 0,0780	0,0139	0,0920	1,0	- 0,6071	0,0134	0,6206
1,0	- 0,1071	0,0134	0,1205	II пролет			
II пролет				1,0	+ 0,5357	0,6027	0,0670
1,05	- 0,0816	0,0116	0,0932	1,1	+ 0,4357	0,5064	0,0707
1,1	- 0,0586	0,0145	0,0721	1,2	+ 0,3357	0,4187	0,0830
1,15	- 0,0380	0,0198	0,0578	1,3	+ 0,2357	0,3410	0,1153
1,20	- 0,0200	0,0300	0,0500	1,4	+ 0,1357	0,2742	0,1385
1,266	0	0,0488	0,0488	1,5	+ 0,0357	0,2190	0,1833
1,3	+ 0,0086	0,0568	0,0482	1,536	0	0,2028	0,2028
1,4	+ 0,0271	0,0736	0,0464	1,6	- 0,0643	0,1753	0,2398
1,5	+ 0,0357	0,0804	0,0446	1,7	- 0,1643	0,1435	0,3078
1,6	+ 0,0343	0,0771	0,0429	1,8	- 0,2643	0,1222	0,3865
1,7	+ 0,0229	0,0639	0,0411	1,9	- 0,3643	0,1106	0,4749
1,8	+ 0,0014	0,0417	0,0403	2,0	- 0,4643	0,1071	0,5714
1,805	0	0,0409	0,0409				
1,85	- 0,0130	0,0345	0,0475				
1,9	- 0,0300	0,0310	0,0610				
1,95	- 0,0495	0,0317	0,0812				
2,0	- 0,0714	0,0357	0,1071				

Реакции опор:

max $A = 0,3929 \text{ gl} + 0,4464 \text{ pl}$ max $B = 1,1428 \text{ gl} + 1,2232 \text{ pl}$ max $C = 0,9286 \text{ gl} + 1,1428 \text{ pl}$

Моменты, перерезывающие силы и опорные реакции для неразрезных балок с равными пролетами при равномерно-распределенной нагрузке и при одинаковых сосредоточенных грузах на равных расстояниях

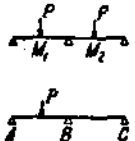
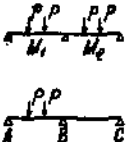
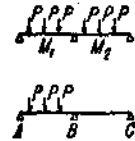
(Таблицы Менша).

$$M = kpl^2 \text{ и соответственно } M = kPl,$$

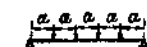
$$Q = k'pl \text{ и } Q = k'P$$

Значения k и k' помещены в таблицах. Перерезывающие силы слева и справа у средних опор обозначены индексами l и r

Балка на 3 опорах

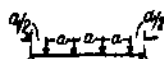
Случай нагрузок	Пролетн. моменты		Опорные моменты M_B	Перерезывающие силы и опорные реакции			
	M_1	M_2		A	B_l, B_r	B	C
	0,070	0,070	-0,125	0,375	-0,625 0,625	1,250	0,375
	0,096	-0,025	-0,063	0,437	-0,563 0,063	0,025	-0,063
	0,156	0,156	-0,188	0,312	-0,688 0,688	1,376	0,312
	0,203	-0,047	-0,094	0,406	-0,594 0,094	0,088	-0,094
	0,222	0,222	-0,333	0,667	-1,334 1,334	2,667	0,667
	0,278	-0,056	-0,167	0,833	-1,167 0,167	1,334	-0,167
	0,266	0,266	-0,469	1,042	-1,958 1,958	3,916	1,042
	0,383	-0,117	-0,234	1,266	-1,734 0,234	1,968	-0,234

При другой группировке грузов следует значения k для опорных моментов от равномерной нагрузки умножить на нижеследующие коэффициенты w , и затем определять пролетные моменты и перерезывающие силы



При n равных частях

$$w = \frac{n^2 - 1}{n}$$



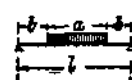
При n сосредоточенн. грузах

$$w = \frac{2n^2 + 1}{n}$$

$$M = kwPl$$

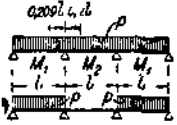
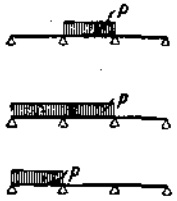


$$w = 12 \frac{a}{l} \left(1 - \frac{a}{l} \right)$$

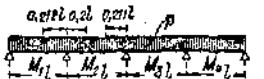
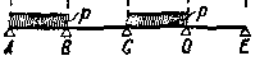
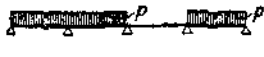
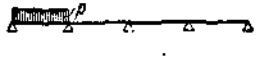
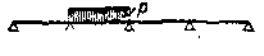
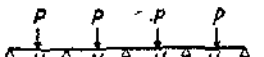
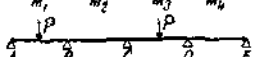
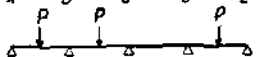
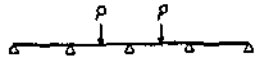
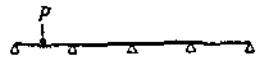
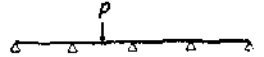


$$w = \frac{a}{2l} \left[3 - \left(\frac{a}{l} \right)^2 \right]$$

$$M = kwpl^2$$

Схемы нагрузок	№	Пролетные моменты		Опорные моменты		Опорные реакции			
		M_1	M_2	M_B	M_C	A	B	C	D
	1	0,080	0,025	— 0,100	— 0,100	0,400	1,100	1,100	0,400
	2	0,101	— 0,050	— 0,050	— 0,050	0,450	0,550	0,550	0,450
	3	— 0,025	— 0,075	— 0,050	— 0,050	— 0,050	0,550	0,550	— 0,050
	4	—	—	— 0,117	— 0,033	0,383	1,200	0,450	— 0,033
	5	—	—	— 0,067	0,017	0,433	0,650	— 0,100	0,017
	6	0,175	0,100	— 0,150	— 0,150	0,350	1,150	1,150	0,350
	7	0,213	— 0,075	— 0,075	— 0,075	0,425	0,575	0,575	0,425
	8	— 0,038	0,175	— 0,075	— 0,075	— 0,075	0,575	0,575	— 0,075
	9	—	—	— 0,175	— 0,050	0,325	1,300	0,425	— 0,050
	10	—	—	— 0,100	0,025	0,400	0,725	— 0,150	0,025

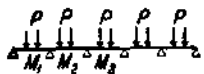
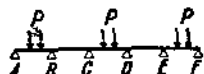
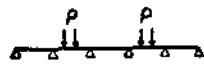
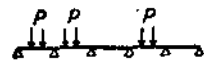
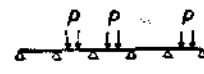
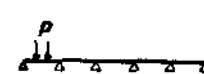
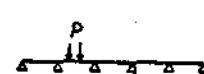
Случаи нагрузок	№	Пролетные моменты		Опорные моменты		Опорные реакции			
		M_1	M_2	M_B	M_C	A	B	C	D
	11	0,244	0,087	-0,287	-0,287	0,733	2,267	2,267	0,733
	12	0,289	-0,133	-0,133	-0,133	0,866	1,133	1,133	0,800
	13	-0,044	0,200	-0,133	-0,133	-0,133	1,133	1,133	-0,133
	14	—	—	-0,311	-0,089	0,689	2,533	0,867	-0,089
	15	—	—	-0,178	0,044	0,822	1,400	-0,266	0,044
	16	0,313	0,125	-0,375	-0,375	1,125	3,375	3,375	1,125
	17	0,406	-0,188	-0,188	-0,188	1,313	1,688	1,688	1,313
	18	-0,094	0,313	-0,188	-0,188	-0,188	1,688	1,688	-0,188
	19	—	—	-0,437	-0,125	1,063	3,750	1,313	-0,125
	20	—	—	-0,250	0,062	1,250	2,062	-0,374	0,062

Случай нагрузок	№	Пролетные моменты				Опорные моменты			Опорные реакции				
		M_1	M_2	M_3	M_4	M_B	M_C	M_D	A	B	C	D	E
	1	0,077	0,036	0,036	0,077	-0,107	-0,071	-0,107	0,393	1,143	0,929	1,143	0,393
	2	0,100	-0,045	0,081	-0,023	-0,054	-0,036	-0,054	0,446	0,572	0,464	0,572	-0,054
	3	—	—	—	—	-0,121	-0,018	-0,058	0,380	1,223	0,357	0,598	0,442
	4	—	—	—	—	-0,036	-0,107	-0,036	-0,036	0,465	1,143	0,465	-0,036
	5	—	—	—	—	-0,067	0,018	-0,004	0,433	0,652	-0,107	0,027	-0,004
	6	—	—	—	—	-0,049	-0,054	0,013	-0,049	0,545	0,571	-0,080	0,013
	7	0,169	0,116	0,116	0,169	-0,161	-0,107	-0,161	0,339	1,214	0,892	1,214	0,339
	8	0,210	-0,067	0,163	-0,040	-0,080	-0,054	-0,080	0,420	0,607	0,446	0,607	-0,080
	9	—	—	—	—	-0,181	-0,027	-0,087	0,319	1,335	0,286	0,647	0,413
	10	—	—	—	—	-0,054	-0,161	-0,054	-0,054	0,446	1,214	0,446	-0,054
	11	—	—	—	—	-0,100	0,027	-0,007	0,400	0,728	-0,161	0,040	-0,007
	12	—	—	—	—	-0,074	-0,080	0,020	-0,074	0,567	0,607	-0,121	0,020

Случай нагрузок	№	Пролетные моменты				Опорные моменты			Опорные реакции				
		M_1	M_2	M_3	M_4	M_B	M_C	M_D	A	B	C	D	E
	13	0,238	0,111	0,111	0,238	-0,286	-0,191	-0,286	0,714	2,381	1,810	2,381	0,714
	14	0,286	-0,111	0,222	-0,048	-0,143	-0,095	-0,143	0,857	1,190	0,904	1,191	-0,143
	15	—	—	—	—	-0,321	-0,048	-0,155	0,679	2,595	0,619	1,262	0,845
	16	—	—	—	—	-0,095	-0,286	-0,095	-0,095	0,905	2,381	0,905	-0,095
	17	—	—	—	—	-0,178	0,048	-0,012	0,821	1,405	-0,286	0,071	-0,012
	18	—	—	—	—	-0,131	-0,143	0,036	-0,131	1,119	1,190	-0,214	0,036
	19	0,299	0,165	0,165	0,299	-0,402	-0,268	-0,402	1,008	3,536	2,732	3,536	1,008
	20	0,400	-0,167	0,333	-0,101	-0,201	-0,134	-0,201	1,299	1,768	1,366	1,768	-0,201
	21	—	—	—	—	-0,452	-0,067	-0,218	1,048	3,837	0,964	1,869	1,282
	22	—	—	—	—	-0,134	-0,402	-0,134	-0,134	1,366	3,536	1,366	-0,134
	23	—	—	—	—	-0,251	0,067	-0,017	1,249	2,069	-0,402	0,101	-0,017
	24	—	—	—	—	-0,184	-0,201	0,050	-0,184	1,667	1,768	-0,301	0,050

Случаи нагрузок	№	Пролетные моменты			Опорные моменты				Опорные реакции					
		M_1	M_2	M_3	M_B	M_C	M_D	M_E	A	B	C	D	E	F
	1	0,0781	0,0331	0,0462	-0,105	-0,079	-0,079	-0,105	0,395	1,132	0,974	0,974	1,132	0,395
	2	0,100	-0,0461	0,0855	-0,053	-0,040	-0,040	-0,053	0,447	0,566	0,487	0,487	0,566	0,447
	3	-0,0263	0,0787	-0,0395	-0,053	-0,040	-0,040	-0,053	-0,053	0,566	0,487	0,487	0,566	-0,053
	4	—	—	—	-0,119	-0,022	-0,044	-0,051	0,380	1,218	0,379	0,516	0,559	-0,052
	5	—	—	—	-0,035	-0,111	-0,020	-0,057	-0,035	0,458	1,167	0,372	0,594	0,443
	6	—	—	—	-0,067	-0,018	-0,005	0,001	0,433	0,652	-0,108	0,029	-0,007	0,001
	7	—	—	—	-0,049	-0,054	0,014	-0,004	-0,049	0,544	0,573	-0,086	0,022	-0,004
	8	—	—	—	0,013	-0,053	-0,053	0,013	0,013	-0,079	0,566	0,566	-0,079	0,013

Случай нагрузок	№	Пролетные моменты			Опорные моменты				Опорные реакции					
		M_1	M_2	M_3	M_B	M_C	M_D	M_E	A	B	C	D	E	F
	9	0,171	0,112	0,132	-0,158	-0,118	-0,118	-0,158	0,342	1,198	0,960	0,960	1,198	0,342
	10	0,211	-0,069	0,191	-0,079	-0,059	-0,059	-0,079	0,421	0,599	0,480	0,480	0,599	0,421
	11	-0,039	0,181	-0,059	-0,079	-0,059	-0,059	-0,079	-0,079	0,599	0,480	0,480	0,599	-0,079
	12	—	—	—	-0,179	-0,032	-0,066	-0,077	0,321	1,326	0,319	0,523	0,588	-0,077
	13	—	—	—	-0,052	-0,167	-0,031	-0,088	-0,052	0,437	1,251	0,307	0,642	0,414
	14	—	—	—	-0,100	0,027	-0,007	0,002	0,400	0,727	-0,161	0,043	-0,011	0,002
	15	—	—	—	-0,073	-0,081	0,022	-0,005	-0,073	0,566	0,609	-0,129	0,032	-0,005
	16	—	—	—	0,020	-0,079	-0,079	0,020	0,020	-0,118	0,599	0,599	-0,118	0,020

Случай нагрузок	№	Пролетные моменты			Опорные моменты				Опорные реакции					
		M_1	M_2	M_3	M_B	M_C	M_D	M_E	A	B	C	D	E	F
	17	0,240	0,100	0,122	-0,281	-0,211	-0,211	-0,281	0,719	2,351	1,930	1,930	2,351	0,719
	18	0,287	-0,117	0,228	-0,140	-0,105	-0,105	-0,140	0,860	1,175	0,985	0,985	1,175	0,860
	19	-0,047	0,246	-0,105	-0,140	-0,105	-0,105	-0,140	-0,140	1,175	0,985	0,985	1,175	-0,140
	20	—	—	—	-0,319	-0,057	-0,118	-0,137	0,681	2,581	0,677	1,042	1,156	-0,137
	21	—	—	—	-0,093	-0,297	-0,054	-0,153	-0,093	0,889	2,447	0,858	1,252	0,847
	22	—	—	—	-0,179	0,048	-0,013	0,003	0,821	1,405	-0,237	0,077	-0,019	0,003
	23	—	—	—	-0,131	-0,144	0,038	-0,010	-0,131	1,118	1,195	-0,230	0,058	-0,010
	24	—	—	—	0,035	-0,140	-0,140	0,035	0,035	-0,210	1,175	1,175	-0,210	0,035

Случай нагрузок	№	Пролетные моменты			Опорные моменты				Опорные реакции					
		M_1	M_2	M_3	M_B	M_C	M_D	M_E	A	B	C	D	E	F
	25	0,302	0,155	0,204	-0,395	-0,296	-0,296	-0,395	1,105	3,494	2,901	2,901	3,494	1,105
	26	0,401	-0,173	0,352	-0,198	-0,148	-0,148	-0,198	1,302	1,747	1,450	1,450	1,747	1,302
	27	-0,099	0,327	-0,148	-0,198	-0,148	-0,148	-0,198	-0,197	1,747	1,450	1,450	1,747	-0,197
	28	—	—	—	-0,449	-0,081	-0,166	-0,193	1,051	3,816	1,048	1,558	1,720	-0,193
	29	—	—	—	-0,130	-0,417	-0,076	-0,215	-0,130	1,343	3,628	1,020	1,854	1,285
	30	—	—	—	-0,251	0,067	-0,018	0,004	1,249	2,069	-0,403	0,107	-0,027	0,004
	31	—	—	—	-0,184	-0,202	0,054	-0,013	-0,184	1,866	1,774	-0,323	0,081	-0,013
	32	—	—	—	0,049	-0,197	-0,197	0,049	0,049	-0,296	1,747	1,747	-0,296	0,049

Балка на 4 опорах

Перерезывающие силы в В и С (см. стр. 400—401)

$$B_l + B_r (\text{абсол.}) = B; \quad C_l + C_r (\text{абсол.}) = C$$

Случай нагрузки (черт. см. стр. 400—401)	Перерезывающие силы			
	B_l	B_r	C_l	C_r
1	—0,600	0,500	—0,500	0,600
2	—0,550	0,000	0,000	0,550
3	—0,050	0,500	—0,500	0,050
4	—0,617	0,583	—0,417	0,083
5	—0,567	0,083	0,083	—0,017
6	—0,650	0,500	—0,500	0,650
7	—0,575	0,000	0,000	0,575
8	—0,075	0,500	—0,500	0,075
9	—0,675	0,625	—0,375	0,050
10	—0,600	0,125	0,125	—0,025
11	—1,267	1,000	—1,000	1,267
12	—1,133	0,000	0,000	1,133
13	—0,133	1,000	—1,000	0,133
14	—1,311	1,222	—0,778	0,089
15	—1,178	0,222	0,222	—0,044
16	—1,875	1,500	—1,500	1,875
17	—1,688	0,000	0,000	1,688
18	—0,188	1,500	—1,500	0,188
19	—1,938	1,812	—1,188	0,125
20	—1,750	0,312	0,312	—0,062

Балка на 5 опорах

Перерезывающие силы в В, С и D (см. стр. 402—403)

$$B_l + B_r (\text{абсол.}) = B; \quad C_l + C_r (\text{абсол.}) = C; \quad D_l + D_r (\text{абсол.}) = D$$

Случай нагрузки (черт. см. стр. 402—403)	Перерезывающие силы					
	B_l	B_r	C_l	C_r	D_l	D_r
1	—0,607	0,536	—0,464	0,464	—0,536	0,607
2	—0,554	0,018	0,018	0,482	—0,518	0,054
3	—0,620	0,603	—0,397	—0,040	—0,040	0,558
4	—0,036	0,429	—0,571	0,571	—0,429	0,036
5	—0,567	0,085	0,085	—0,022	—0,022	0,004
6	—0,049	0,496	—0,504	0,067	0,067	—0,013
7	—0,661	0,553	—0,446	0,446	—0,553	0,661
8	—0,580	0,027	0,027	0,473	—0,527	0,080
9	—0,681	0,654	—0,346	—0,060	—0,060	0,587
10	—0,054	0,393	—0,607	0,607	—0,393	0,054
11	—0,600	0,127	0,127	—0,033	—0,033	0,007
12	—0,074	0,493	—0,507	0,100	0,100	—0,020
13	—1,286	1,095	—0,905	0,905	—1,095	1,286
14	—1,143	0,048	0,048	0,952	—1,048	0,143
15	—1,321	1,274	—0,726	—0,107	—0,107	1,155
16	—0,095	0,810	—1,190	1,190	—0,810	0,095
17	—1,178	0,226	0,226	—0,060	—0,060	0,012
18	—0,181	0,988	—1,012	0,178	0,178	—0,036
19	—1,902	1,634	—1,366	1,366	—1,634	1,902
20	—1,701	0,067	0,067	1,433	—1,567	0,201
21	—1,952	1,885	—1,115	—0,151	—0,151	1,718
22	—0,134	1,232	—1,768	1,768	—1,232	0,134
23	—1,751	0,318	0,318	—0,084	—0,084	0,017
24	—0,184	1,483	—1,517	0,251	0,251	—0,050

Балка на 6 опорах

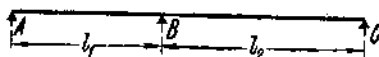
Перерезывающие силы в B , C , D и E (см. стр. 404—407)

$$B_l + B_r (\text{абсол.}) = B; \quad C_l + C_r (\text{абсол.}) = C; \quad D_l + D_r (\text{абсол.}) = D; \quad E_l + E_r (\text{абсол.}) = E$$

Случай нагрузки (пер. см. стр. 404—407)	П е р е р е з ы в а ю щ и е с и л ы							
	B_l	B_r	C_l	C_r	D_l	D_r	E_l	E_r
1	-0,606	0,526	-0,474	0,500	-0,500	0,474	-0,526	0,606
2	-0,553	0,013	0,013	0,500	-0,500	-0,013	-0,013	0,553
3	-0,053	0,513	-0,487	0,000	0,000	0,487	-0,513	0,053
4	-0,620	0,598	-0,402	-0,023	-0,023	0,493	-0,507	0,652
5	-0,035	0,424	-0,576	0,591	-0,409	-0,037	-0,037	0,557
6	-0,567	0,085	0,085	-0,023	-0,023	0,006	0,006	-0,001
7	-0,049	0,495	-0,505	0,068	0,068	-0,018	-0,018	0,004
8	0,013	-0,066	-0,066	0,500	-0,500	0,066	0,066	-0,013
9	-0,653	0,540	-0,460	0,500	-0,500	0,460	-0,540	0,658
10	-0,579	0,020	0,020	0,500	-0,500	-0,020	-0,020	0,579
11	-0,079	0,520	-0,480	0,000	0,000	0,480	-0,520	0,079
12	-0,679	0,647	-0,353	-0,034	-0,034	0,489	-0,511	0,077
13	-0,052	0,385	-0,615	0,637	-0,363	-0,056	-0,056	0,586
14	-0,600	0,127	0,127	-0,034	-0,034	0,009	0,009	-0,002
15	-0,073	0,493	-0,507	0,102	0,102	-0,027	-0,027	0,005
16	0,020	-0,099	-0,099	0,500	-0,500	0,099	0,099	-0,020
17	-1,281	1,070	-0,930	1,000	-1,000	0,930	-1,070	1,281
18	-1,140	0,035	0,035	1,000	-1,000	-0,035	-0,035	1,140
19	-0,140	1,035	-0,965	0,000	0,000	0,965	-1,035	0,140
20	-1,319	1,262	-0,738	-0,061	-0,061	0,981	-1,019	0,137
21	-0,093	0,796	-1,204	1,243	-0,757	-0,099	-0,099	1,153
22	-1,179	0,227	0,227	-0,061	-0,061	0,016	0,016	-0,003
23	-0,131	0,987	-1,013	0,182	0,182	-0,048	-0,048	0,010
24	0,035	-0,175	-0,175	1,000	-1,000	0,175	0,175	-0,035
25	-1,895	1,599	-1,401	1,500	-1,500	1,401	-1,599	1,895
26	-1,697	0,050	0,050	1,500	-1,500	-0,050	-0,050	1,697
27	-0,197	1,550	-1,450	0,000	0,000	1,450	-1,550	0,197
28	-1,949	1,867	-1,133	-0,085	-0,085	1,473	-1,527	0,193
29	-0,130	1,213	-1,787	1,841	-1,159	-0,139	-0,139	1,715
30	-1,751	0,318	0,318	-0,085	-0,085	0,022	0,022	-0,004
31	-0,184	1,482	-1,518	0,258	0,258	-0,067	-0,067	0,013
32	0,049	-0,247	-0,247	1,500	-1,500	0,247	0,247	-0,049

Данные для расчета неразрезных неравнопролетных балок (плит).

1. Двухпролетная балка.

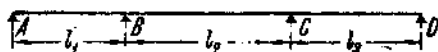


$$k_1 = 2(l_1 + l_2)$$

$$M_B = -\frac{N}{k_1}$$

Значение грузового члена N , см. ниже.

2. Трехпролетная балка.



$$k_1 = 2(l_1 + l_2) \quad k_2 = 2(l_2 + l_3) \quad k_3 = k_1 k_2 - l_2^2$$

$$a_1 = \frac{k_2}{k_3}$$

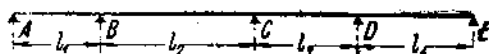
$$a_2 = \frac{l_2}{k_3}$$

$$a_3 = \frac{k_1}{k_3}$$

$$M_B = -a_1 N_1 + a_2 N_2$$

$$M_C = +a_3 N_1 - a_3 N_2$$

3. Четырехпролетная балка.



$$k_1 = 2(l_1 + l_2) \quad k_2 = 2(l_2 + l_3) \quad k_3 = 2(l_3 + l_4)$$

$$k_4 = k_1 k_2 - l_2^2 \quad k_5 = k_2 k_3 - l_3^2 \quad k_6 = k_3 k_4 - k_1 l_3^2$$

$$a_1 = \frac{k_5}{k_6}$$

$$a_2 = \frac{k_3}{k_6} l_2$$

$$a_3 = \frac{l_3}{k_6} l_2$$

$$a_4 = \frac{k_2}{k_6} k_1$$

$$a_5 = \frac{l_3}{k_6} k_1$$

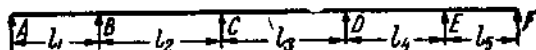
$$a_6 = \frac{k_4}{k_6}$$

$$M_B = -a_1 N_1 + a_2 N_2 - a_3 N_3$$

$$M_C = +a_4 N_1 - a_5 N_2 + a_6 N_3$$

$$M_D = -a_5 N_1 + a_6 N_2 - a_6 N_3$$

4. Пятипролетная балка.



$$k_1 = 2(l_1 + l_2) \quad k_2 = 2(l_2 + l_3) \quad k_3 = 2(l_3 + l_4) \quad k_4 = 2(l_4 + l_5) \quad -$$

$$k_5 = k_1 k_2 - l_2^2 \quad k_6 = k_2 k_3 - l_3^2 \quad k_7 = k_3 k_4 - l_4^2 k_4 \quad k_8 = k_4 k_5 - l_5^2 k_1 \quad k_9 = k_5 k_6 - l_5^2 k_1 k_2$$

$$a_1 = \frac{k_7}{k_9}$$

$$a_2 = \frac{k_4}{k_9} l_2$$

$$a_3 = \frac{l_2 l_3}{k_9} k_4$$

$$a_4 = \frac{l_4 l_5}{k_9}$$

$$a_5 = \frac{k_6}{k_9} k_1$$

$$a_6 = \frac{k_2 l_3}{k_9} k_4$$

$$a_7 = \frac{k_7 l_3}{k_9} l_4$$

$$a_8 = \frac{k_1}{k_9} k_4$$

$$a_9 = \frac{k_5}{k_9} l_4$$

$$a_{10} = \frac{k_8}{k_9}$$

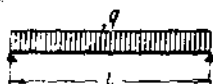
$$M_B = -a_1 N_1 + a_2 N_2 - a_3 N_3 + a_4 N_4$$

$$M_C = +a_2 N_1 - a_3 N_2 + a_5 N_3 - a_7 N_4$$

$$M_D = -a_3 N_1 + a_5 N_2 - a_6 N_3 + a_8 N_4$$

$$M_E = +a_4 N_1 - a_7 N_2 + a_6 N_3 - a_{10} N_4$$

Значения грузовых членов N для различных видов загрузки.



1. Равномерно-распределенная нагрузка.

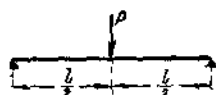
При загрузке одного пролета:

$$N = \frac{ql^3}{6}$$

При полном загрузке:

$$N_1 = \frac{q_1 l_1^3 + q_2 l_2^3}{4}; \quad N_2 = \frac{q_2 l_2^3 + q_3 l_3^3}{4};$$

$$N_3 = \frac{q_3 l_3^3 + q_4 l_4^3}{4}; \quad N_4 = \frac{q_4 l_4^3 + q_5 l_5^3}{4}.$$



2. Один сосредоточенный груз в пролете.

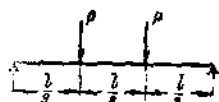
При загрузке одного пролета:

$$N = \frac{3}{8} Pl^3.$$

При полном загрузке:

$$N_1 = \frac{3}{8} (P_1 l_1^3 + P_2 l_2^3); \quad N_2 = \frac{6}{8} (P_2 l_2^3 + P_3 l_3^3);$$

$$N_3 = \frac{3}{8} (P_3 l_3^3 + P_4 l_4^3); \quad N_4 = \frac{3}{8} (P_4 l_4^3 + P_5 l_5^3).$$



3. Два сосредоточенных груза в пролете.

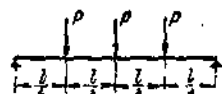
При загрузке одного пролета:

$$N = \frac{2}{3} Pl^3.$$

При полном загрузке:

$$N_1 = \frac{2}{3} (P_1 l_1^3 + P_2 l_2^3); \quad N_2 = \frac{2}{3} (P_2 l_2^3 + P_3 l_3^3);$$

$$N_3 = \frac{2}{3} (P_3 l_3^3 + P_4 l_4^3); \quad N_4 = \frac{2}{3} (P_4 l_4^3 + P_5 l_5^3).$$



4. Три сосредоточенных груза в пролете.

При загрузке одного пролета:

$$N = \frac{15}{16} Pl^3.$$

При полном загрузке:

$$N_1 = \frac{15}{16} (P_1 l_1^3 + P_2 l_2^3); \quad N_2 = \frac{15}{16} (P_2 l_2^3 + P_3 l_3^3);$$

$$N_3 = \frac{15}{16} (P_3 l_3^3 + P_4 l_4^3); \quad N_4 = \frac{15}{16} (P_4 l_4^3 + P_5 l_5^3).$$

Таблица (Лёзера) для расчета плит с перекрестной арматурой.

$$\lambda = l_y : l_x.$$

$$M_{x\max} = \frac{q l_x^2}{\varphi_x}.$$

$$M_{y\max} = \frac{q l_y^2}{\varphi_y}.$$

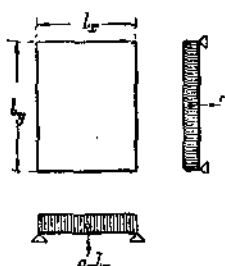
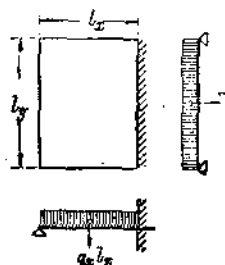
$$q_x = x_x q$$

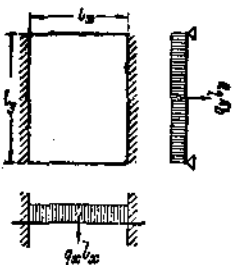
$$q_y = (1 - x_x) q.$$

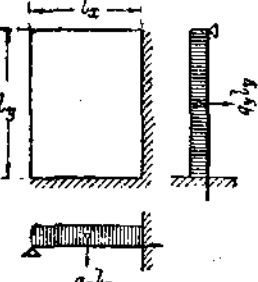
q в т/м².

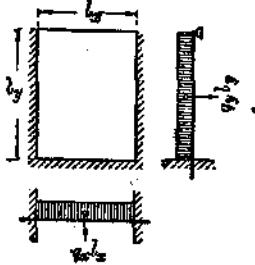
Длины в м.

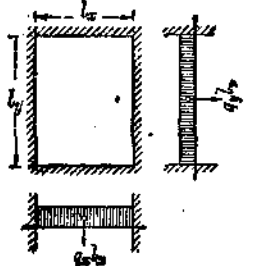
Моменты в т.м.

С л у ч а й 1	λ	φ_{1x}	Δ	φ_{1y}	Δ	x_{1x}	Δ
	1	2	3	4	5	6	7
	0,50	169,17	8,814	10,57	0,156	0,0588	0,0050
	0,55	125,10	6,081	11,35	0,190	0,0838	0,0062
	0,60	94,94	3,927	12,30	0,228	0,1147	0,0073
	0,65	75,31	2,741	13,44	0,270	0,1515	0,0084
	0,70	61,60	1,983	14,79	0,313	0,1936	0,0093
	0,75	51,69	1,544	16,35	0,331	0,2404	0,0100
	0,80	43,97	1,136	18,01	0,427	0,2906	0,0105
	0,85	38,29	0,807	20,15	0,444	0,3430	0,0106
	0,90	34,26	0,764	22,36	0,486	0,3962	0,0105
	0,95	30,44	0,602	24,79	0,527	0,4489	0,0102
	1,00	27,43	0,464	27,43	0,594	0,5000	0,0094
	1,10	22,79	0,334	33,37	0,697	0,5942	0,0080
	1,20	19,45	0,244	40,34	0,826	0,6747	0,0066
	1,30	17,02	0,180	48,60	0,985	0,7407	0,0053
	1,40	15,22	0,135	58,45	1,176	0,7835	0,0042
	1,50	13,87	0,099	70,22	1,421	0,8351	0,0033
	1,60	12,88	0,082	84,43	1,634	0,8676	0,0025
	1,70	12,06	0,061	100,77	2,092	0,8931	0,0020
	1,80	11,45	0,048	121,69	2,131	0,9130	0,0016
	1,90	10,97	0,040	143,00	2,617	0,9287	0,0012
	2,00	10,57		169,17		0,9412	
С л у ч а й 2	λ	φ_{2x}	Δ	φ_{2y}	Δ	x_{2x}	Δ
	8	9	10	11	12	13	14
	0,50	140,91	6,707	11,28	0,217	0,1351	0,0102
	0,55	107,37	4,414	12,38	0,266	0,1862	0,0117
	0,60	85,30	2,942	13,70	0,320	0,2447	0,0128
	0,65	70,59	2,270	15,29	0,379	0,3086	0,0133
	0,70	58,24	1,676	17,19	0,444	0,3751	0,0133
	0,75	50,86	1,259	19,41	0,516	0,4417	0,0129
	0,80	44,56	0,971	21,99	0,595	0,5059	0,0121
	0,85	39,70	0,792	24,96	0,683	0,5661	0,0110
	0,90	35,74	0,640	28,37	0,786	0,6212	0,0099
	0,95	32,54	0,522	32,30	0,890	0,6706	0,0087
	1,00	29,93	0,391	36,75	1,083	0,7143	0,0071
	1,10	26,02	0,269	47,58	1,381	0,7854	0,0053
	1,20	23,33	0,191	61,38	1,736	0,8383	0,0039
	1,30	21,43	0,138	78,75	2,153	0,8772	0,0029
	1,40	20,04	0,103	100,28	2,636	0,9057	0,0021
	1,50	19,02	0,071	126,64	3,189	0,9268	0,0016
	1,60	18,30	0,067	158,52	3,817	0,9425	0,0012
	1,70	17,63	0,059	196,69	4,312	0,9543	0,0009
	1,80	17,05	0,037	239,81	5,527	0,9633	0,0007
	1,90	16,67	0,021	295,08	6,195	0,9702	0,0005
	2,00	16,50		357,03		0,9756	

С л у ч а й 3	λ	φ_{3x}	Δ	φ_{3y}	Δ	φ_{3x}	Δ
	15	16	17	18	19	20	21
	0,50	136,06	5,728	12,48	0,323	0,2381	0,0152
	0,55	107,42	3,960	14,10	0,404	0,3136	0,0159
	0,60	87,62	2,772	16,12	0,496	0,3932	0,0157
	0,65	73,76	2,014	18,60	0,603	0,4716	0,0148
	0,70	63,69	1,505	21,61	0,725	0,5456	0,0134
	0,75	56,16		25,24		0,6127	
	0,80	50,42	1,148	29,56	0,864	0,6709	0,0116
	0,85	45,97	0,891	34,66	1,021	0,7230	0,0104
	0,90	42,48	0,698	40,65	1,169	0,7664	0,0087
	0,95	39,70	0,555	47,64	1,398	0,8029	0,0073
	1,00	37,47	0,446	55,74	1,620	0,8333	0,0061
			0,329		1,959		0,0046
	1,10	34,18	0,225	75,33	2,635	0,8798	0,0032
	1,20	31,93	0,159	101,68	3,298	0,9120	0,0023
	1,30	30,34	0,116	134,65	4,123	0,9346	0,0016
	1,40	29,18	0,087	175,88	5,077	0,9505	0,0012
	1,50	28,31	0,067	226,65	6,171	0,9620	0,0008
	1,60	27,64		288,36		0,9704	
	1,70	27,12	0,052	362,50	7,414	0,9766	0,0006
	1,80	26,71	0,041	450,72	8,822	0,9813	0,0005
	1,90	26,37	0,034	554,49	10,377	0,9849	0,0004
	2,00	26,09	0,028	675,81	12,132	0,9877	0,0003

С л у ч а й 4	λ	φ_{4x}	Δ	φ_{4y}	Δ	φ_{4x}	Δ
	22	23	24	25	26	27	28
	0,50	271,75	15,355	16,98	0,171	0,0588	0,0050
	0,55	194,98	9,848	17,84	0,209	0,0838	0,0062
	0,60	145,73	6,563	18,89	0,254	0,1147	0,0073
	0,65	112,92	4,552	20,16	0,298	0,1515	0,0084
	0,70	90,16	3,233	21,65	0,353	0,1936	0,0093
	0,75	73,99	2,363	23,41	0,411	0,2404	0,0100
	0,80	62,18		25,47		0,2906	
	0,85	53,34	1,768	27,84	0,475	0,3430	0,0105
	0,90	46,58	1,352	30,56	0,543	0,3962	0,0108
	0,95	41,32	1,052	33,65	0,619	0,4489	0,0105
	1,00	37,15	0,833	37,15	0,700	0,4489	0,0102
			0,606		0,837	0,5000	0,0094
	1,10	31,09	0,408	45,52	1,063	0,5942	0,0080
	1,20	27,01	0,285	56,01	1,287	0,6747	0,0066
	1,30	24,17	0,204	69,02	1,596	0,7407	0,0053
	1,40	22,12	0,150	84,99	1,940	0,7935	0,0042
	1,50	20,62	0,113	104,38	2,334	0,8351	0,0033
	1,60	19,49		127,72		0,8676	
	1,70	18,62	0,087	155,54	2,782	0,8931	0,0025
	1,80	17,95	0,068	188,41	3,287	0,9130	0,0020
	1,90	17,41	0,053	226,93	3,852	0,9287	0,0016
	2,00	16,98	0,043	271,75	4,882	0,9412	0,0012

С л у ч а й 5	λ	φ_{6x}	Δ	φ_{6y}	Δ	φ_{6z}	Δ
	29	30	31	32	33	34	35
	0,50	246,42	11,891	17,86	0,251	0,1111	0,0087
	0,55	186,97	9,671	19,12	0,313	0,1547	0,0102
	0,60	135,81	5,661	20,68	0,384	0,2058	0,0114
	0,65	110,30	3,931	22,00	0,464	0,2631	0,0123
	0,70	90,65	2,814	24,92	0,555	0,3244	0,0126
	0,75	70,58	2,068	27,69	0,658	0,3876	0,0126
	0,80	66,24	1,556	30,98	0,772	0,4503	0,0121
	0,85	58,46	1,191	34,84	0,900	0,5108	0,0114
	0,90	52,51	0,930	39,35	1,048	0,5675	0,0104
	0,95	47,86	0,736	44,56	1,201	0,6196	0,0094
	1,00	44,18	0,535	50,57	1,474	0,6667	0,0079
	1,10	38,84	0,357	65,30	1,895	0,7454	0,0060
	1,20	35,27	0,248	84,25	2,398	0,8057	0,0045
	1,30	32,79	0,178	108,34	2,987	0,8510	0,0038
	1,40	31,01	0,130	138,11	3,669	0,8848	0,0025
	1,50	29,71	0,098	174,79	4,450	0,9101	0,0019
	1,60	28,73	0,075	219,29	5,337	0,9291	0,0014
	1,70	27,97	0,059	272,66	6,337	0,9485	0,0011
	1,80	27,38	0,047	336,02	7,456	0,9545	0,0009
	1,90	26,92	0,038	410,58	8,702	0,9631	0,0007
	2,00	26,54		497,61		0,9697	

С л у ч а й 6	λ	φ_{6x}	Δ	φ_{6y}	Δ	φ_{6z}	Δ
	36	37	38	39	40	41	42
	0,50	436,53	25,276	27,28	0,220	0,0588	0,0050
	0,55	310,15	16,130	28,38	0,273	0,0838	0,0062
	0,60	229,50	10,706	29,74	0,334	0,1147	0,0073
	0,65	175,97	7,346	31,41	0,404	0,1515	0,0084
	0,70	139,24	5,189	33,43	0,483	0,1936	0,0093
	0,75	113,30	3,757	35,85	0,573	0,2404	0,0100
	0,80	94,51	2,782	38,71	0,673	0,2906	0,0105
	0,85	80,60	2,100	42,08	0,784	0,3430	0,0106
	0,90	70,10	1,614	46,00	0,907	0,3982	0,0105
	0,95	62,04	1,258	50,53	1,043	0,4489	0,0102
	1,00	55,74	0,897	55,74	1,274	0,5000	0,0094
	1,10	46,77	0,588	68,48	1,632	0,5942	0,0080
	1,20	40,90	0,400	84,80	2,057	0,6747	0,0066
	1,30	36,89	0,282	105,38	2,555	0,7497	0,0053
	1,40	34,06	0,204	130,92	3,130	0,7935	0,0042
	1,50	32,01	0,151	162,22	3,790	0,8351	0,0033
	1,60	30,54	0,114	200,13	4,540	0,8676	0,0025
	1,70	29,40	0,088	245,53	5,385	0,8931	0,0020
	1,80	28,52	0,077	299,38	6,331	0,9130	0,0016
	1,90	27,75	0,047	362,69	7,384	0,9287	0,0012
	2,00	27,28		436,53		0,9412	

Таблицы для расчета четырехсторонних плит (по работам проф. Галеркина).

Таблица 1.

Влияние сплошной нагрузки, покрывающей всю плиту.

Заданные величины:

- p — нагрузка, в килограммах на кв. сантиметр (кг/см^2).
 a — меньшее измерение плиты в плане, в сантиметрах (см).
 b — большее измерение плиты в плане, в сантиметрах (см).
 h — толщина плиты, в сантиметрах (см).

Расчетные значения M даны в кгсм/см , т. е. отнесены к полоске, шириной в 1 см (для получения M в кгсм надлежит умножить расчетные значения на действительную ширину рассчитываемой части полоски в сантиметрах).

1) При свободном опирании плиты по краям:

M_a^0 — расчетный момент по пролету a на середине пролета (в центре плиты);

M_b^0 — расчетный момент по пролету b на середине пролета (в центре плиты).

2) При полной заделке плиты по краям:

M_a^0 — расчетный момент по пролету a на середине пролета (в центре плиты);

M_b^0 — расчетный момент по пролету b на середине пролета (в центре плиты);

M_a' — расчетный момент по пролету a у опоры (у середины опорного ребра);

M_b' — расчетный момент по пролету b на опоре (у середины опорного ребра).

Все коэффициенты, приведенные в таблице, подлежат умножению на pa^2 , независимо от того, ищется ли момент по пролету a , или по пролету b .

Таблицы даны до отношения $b:a = 2$, но при отношении $b:a$ больше 1,5, но меньше 2, разрешается рассчитывать плиту или как четырехстороннюю, или как балочную по пролету a .

За рассчитываемую часть полоски рекомендуется принимать полоску, шириной в 100 мм в 10 см, для упрощения расчетных операций.

$b:a$	Плита, свободно опертая по всем краям		Плита, полностью заделанная по всем краям			
	Моменты посредине		Моменты посредине		Моменты у средних краев	
	M_a^0	M_b^0	M_a^0	M_b^0	M_a'	M_b'
1,0	+ 0,047	+ 0,047	+ 0,022	+ 0,022	— 0,052	— 0,052
1,1	+ 0,054	+ 0,047	+ 0,026	+ 0,022	— 0,055	— 0,051
1,2	+ 0,061	+ 0,047	+ 0,029	+ 0,022	— 0,061	— 0,051
1,3	+ 0,068	+ 0,047	+ 0,032	+ 0,021	— 0,067	— 0,051
1,4	+ 0,074	+ 0,047	+ 0,034	+ 0,020	— 0,071	— 0,051
1,5	+ 0,080	+ 0,046	+ 0,036	+ 0,019	— 0,075	— 0,051
1,6	+ 0,085	+ 0,045	+ 0,037	+ 0,018	— 0,078	— 0,050
1,7	+ 0,090	+ 0,044	+ 0,038	+ 0,017	— 0,080	— 0,049
1,8	+ 0,094	+ 0,044	+ 0,039	+ 0,016	— 0,081	— 0,048
1,9	+ 0,098	+ 0,043	+ 0,040	+ 0,014	— 0,082	— 0,047
2,0	+ 0,101	+ 0,042	+ 0,040	+ 0,012	— 0,083	— 0,045
	pa^2	pa^2	pa^2	pa^2	pa^2	pa^2

Вышеприведенная таблица дает следующее распределение нагрузки по пролетам a и b по отношению к обычным формулам:

$$+0,125 pa^2, \quad +0,042 pa^2 \text{ и } -0,083 pa^2.$$

$b : a$	По a %	По b %	По a %	По b %	По a %	По b %
1,0	38	38	53	53	62	62
1,1	43	33	62	53	66	61
1,2	49	38	70	53	73	61
1,3	54	38	77	50	80	61
1,4	59	38	82	48	85	61
1,5	64	37	86	46	90	61
1,6	68	36	89	43	94	60
1,7	72	35	91	41	96	59
1,8	75	35	94	38	97	57
1,9	78	34	96	34	98	56
2,0	81	34	96	29	100	54

Примечание 1. При расчете четырехсторонних плит, согласно §§ 26 и 27, в выражения моментов p и q вводятся уменьшенными, согласно настоящей таблице.

Примечание 2. При расчете заделанных плит разрешается вместо пользования вышеприведенными множителями для случая заделки брать таковые для случая свободного опирания, умножая: для получения расчетного положительного момента посредине на $+0,50$ и для получения расчетного отрицательного момента у краев на $-0,75$.

Таблица 2.

Влияние равномерно-распределенной на прямоугольнике центрально-приложенной сосредоточенной нагрузки.

Сторона a_1 параллельна стороне a .

Сторона b_1 параллельна стороне b .

Расчетные значения M_a и M_b в кгс/см , отнесенные к полоске, шириной 1 см, получаются умножением силы P на помещенные в таблице коэффициенты.

Для получения M в кг/см надлежит умножить расчетные значения на действительную ширину рассчитываемой части полоски в сантиметрах.

При этом для плиты, свободно лежащей по краям, величины M_a и M_b принимаются как положительные моменты посредине пролетов a и b , а для плиты, заделанной всеми четырьмя краями, те же величины умножаются на 0,75, и результаты принимаются как отрицательные расчетные моменты на опорах у краев плиты; для получения положительного момента посредине, те же величины для пролетов a и b соответственно умножаются на 0,525.

За рассчитываемую часть полоски рекомендуется принимать полоски, шириной в a_1 или в b_1 , соответственно, которые и являются фактически наиболее напряженными полосками. Ширина a_1 берется при расчете по пролету b ; ширина b_1 берется при расчете по пролету a .

Значение пролетов a и b явно не входит в расчетные значения M_a и M_b , но неявно входит в них, ибо заданное P , a_1 и b_1 , с одной стороны, и отношений $\frac{a_1}{a}$ и $\frac{b_1}{b}$, с другой, фактически вводит значения величин a и b , как и равномерной нагрузки $p = \frac{P}{a_1 b_1}$.

Промежуточные случаи определяются по интерполяции.

в прямоугольных сечениях с внецентричной нагрузкой.

σ_s							
1200	1050	900	750	600	450	300	150
1100	962	825	687	550	412	275	137
1000	875	750	625	500	375	250	125
900	787	675	562	450	337	225	112
800	700	600	500	400	300	200	100
700	612	525	437	350	262	175	87
$M_s = M + N \left(\frac{h}{2} - a \right)$ $r = \frac{h_1}{\sqrt{M_s \cdot b}}$ $a = \frac{N \cdot h_1}{M_s}$ Площадь сжатого железа $F_s' = \mu_1 \cdot b \cdot h_1$ Площадь растянутого железа $F_s = \mu \cdot b \cdot h_1 - \frac{N}{\sigma_s}$							
0,00							
1,040							
0,921 ÷ 1,169							
0,001							
1,067							
0,522 ÷ 1,167							
0,038	0,00						
1,098	1,273						
0,514	1,095 ÷ 1,186						
0,079	0,00						
1,121	1,305						
0,524	0,761 ÷ 1,183						
0,126	0,026						
1,150	1,338						
0,534	0,697						
0,175	0,074	0,00					
1,181	1,373	1,637					
0,543	0,703	0,977 ÷ 1,203					
0,226	0,125	0,014					
1,212	1,410	1,679					
0,553	0,710	0,871					
0,280	0,177	0,066	0,00				
1,246	1,448	1,724	2,123				
0,562	0,716	0,874	1,154 ÷ 1,227				
0,335	0,232	0,120	0,00				
1,281	1,488	1,771	2,178				
0,572	0,723	0,876	0,967 ÷ 1,222				
0,394	0,280	0,177	0,053				
1,319	1,530	1,819	2,237				
0,581	0,729	0,879	1,033				
0,454	0,350	0,237	0,111	0,00			
1,356	1,573	1,870	2,298	2,963			
0,590	0,735	0,882	1,033	1,171 ÷ 1,252			

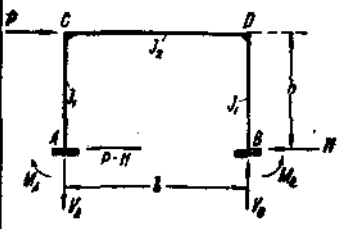
σ_1						σ_2			
60						1800	1650	1500	1350
	55					1850	1512	1375	1237
		50				1500	1375	1250	1125
			45			1350	1237	1125	1012
				$r = \frac{h_1}{\sqrt{M_2 : b}}$	40		1200	1100	1000
				35		1050	962	875	787
0,261	0,273	0,286	0,302	0,320	0,342	$\mu_1 = 0,870$ $\mu = 0,900$ $\alpha = 0,027$	0,792 0,987 0,173	0,705 1,094 0,317	0,615 1,227 0,458
0,257	0,268	0,282	0,297	0,315	0,337	$\mu_1 = 0,941$ $\mu = 0,928$ $\alpha = 0,044$	0,862 1,018 0,189	0,775 1,128 0,331	0,683 1,264 0,470
0,253	0,264	0,277	0,292	0,310	0,331	$\mu_1 = 1,015$ $\mu = 0,957$ $\alpha = 0,062$	0,935 1,059 0,205	0,847 1,163 0,344	0,754 1,303 0,481
0,249	0,260	0,273	0,287	0,305	0,326	$\mu_1 = 1,092$ $\mu = 0,988$ $\alpha = 0,079$	1,011 1,083 0,220	0,923 1,200 0,357	0,829 1,345 0,492
0,245	0,256	0,268	0,283	0,300	0,321	$\mu_1 = 1,175$ $\mu = 1,020$ $\alpha = 0,095$	1,092 1,119 0,235	1,004 1,239 0,370	0,908 1,387 0,503
0,241	0,252	0,264	0,278	0,295	0,315	$\mu_1 = 1,261$ $\mu = 1,054$ $\alpha = 0,112$	1,176 1,156 0,250	1,085 1,280 0,383	0,990 1,433 0,518
0,237	0,247	0,259	0,273	0,290	0,310	$\mu_1 = 1,350$ $\mu = 1,090$ $\alpha = 0,128$	1,267 1,195 0,264	1,173 1,323 0,396	1,077 1,482 0,524
0,233	0,243	0,255	0,269	0,285	0,305	$\mu_1 = 1,446$ $\mu = 1,129$ $\alpha = 0,143$	1,360 1,237 0,278	1,265 1,368 0,408	1,168 1,531 0,534
0,229	0,239	0,250	0,264	0,280	0,299	$\mu_1 = 1,547$ $\mu = 1,168$ $\alpha = 0,159$	1,459 1,280 0,292	1,363 1,416 0,420	1,264 1,586 0,544
0,225	0,234	0,246	0,259	0,275	0,294	$\mu_1 = 1,652$ $\mu = 1,210$ $\alpha = 0,175$	1,564 1,325 0,306	1,467 1,466 0,432	1,366 1,641 0,554
0,220	0,230	0,241	0,254	0,270	0,289	$\mu_1 = 1,764$ $\mu = 1,254$ $\alpha = 0,190$	1,675 1,374 0,320	1,576 1,520 0,444	1,472 1,700 0,564
0,216	0,226	0,237	0,250	0,265	0,283	$\mu_1 = 1,884$ $\mu = 1,303$ $\alpha = 0,205$	1,792 1,424 0,333	1,690 1,577 0,456	1,588 1,768 0,574
0,212	0,222	0,232	0,245	0,260	0,278	$\mu_1 = 2,010$ $\mu = 1,350$ $\alpha = 0,220$	1,916 1,477 0,347	1,813 1,636 0,468	1,707 1,830 0,584
0,208	0,217	0,228	0,240	0,255	0,273	$\mu_1 = 2,142$ $\mu = 1,404$ $\alpha = 0,234$	2,048 1,536 0,359	1,943 1,718 0,479	1,834 1,899 0,593
0,204	0,213	0,224	0,236	0,250	0,267	$\mu_1 = 2,282$ $\mu = 1,452$ $\alpha = 0,247$	2,186 1,597 0,371	2,080 1,765 0,489	1,969 1,974 0,602

1200	1050	900	750	600	450	300	150
1100	962	825	687	550	412	275	137
1000	875	750	625	500	275	250	125
900	787	675	562	450	337	225	112
800	700	600	500	400	300	200	100
700	612	525	437	350	262	175	87
0,518	0,413	0,299	0,173	0,034			
1,396	1,619	1,924	2,363	3,045			
0,599	0,741	0,885	1,032	1,181			
0,585	0,478	0,364	0,237	0,097			
1,439	1,667	1,980	2,430	3,128			
0,608	0,747	0,888	1,031	1,177			
0,655	0,548	0,432	0,304	0,163	0,007		
1,483	1,717	2,039	2,501	3,216	4,457		
0,617	0,753	0,890	1,030	1,172	1,314		
0,728	0,620	0,504	0,375	0,233	0,076		
1,515	1,770	2,100	2,575	3,309	4,580		
0,625	0,759	0,893	1,030	1,168	1,306		
0,807	0,697	0,579	0,449	0,307	0,148		
1,578	1,826	2,165	2,652	3,407	4,710		
0,633	0,764	0,896	1,029	1,163	1,297		
0,888	0,776	0,658	0,527	0,383	0,224	0,047	
1,629	1,884	2,233	2,734	3,508	4,846	7,629	
0,642	0,770	0,898	1,028	1,159	1,289	1,414	
0,973	0,862	0,742	0,609	0,464	0,305	0,127	
1,682	1,946	2,304	2,820	3,616	4,990	7,844	
0,650	0,775	0,901	1,027	1,155	1,281	1,402	
1,063	0,950	0,829	0,696	0,549	0,389	0,210	0,013
1,738	2,010	2,380	2,910	3,728	5,140	8,070	17,214
0,658	0,781	0,903	1,027	1,151	1,273	1,391	1,489
1,159	1,043	0,922	0,787	0,640	0,478	0,297	0,100
1,800	2,078	2,459	3,006	3,848	5,299	8,309	17,691
0,666	0,786	0,906	1,026	1,146	1,266	1,380	1,474
1,260	1,142	1,020	0,883	0,735	0,572	0,390	0,191
1,863	2,151	2,544	3,107	3,975	5,467	8,561	18,196
0,674	0,791	0,908	1,025	1,142	1,258	1,368	1,460
1,364	1,247	1,122	0,985	0,835	0,671	0,487	0,288
1,928	2,226	2,632	3,212	4,107	5,641	8,826	18,726
0,681	0,796	0,911	1,024	1,138	1,250	1,357	1,446
1,475	1,356	1,231	1,092	0,942	0,775	0,590	0,390
1,997	2,307	2,725	3,325	4,247	5,831	9,108	19,288
0,689	0,801	0,913	1,024	1,134	1,243	1,346	1,432
1,594	1,474	1,346	1,205	1,052	0,886	0,700	0,497
2,074	2,391	2,824	3,444	4,396	6,029	9,405	19,883
0,696	0,806	0,915	1,023	1,131	1,239	1,336	1,416
1,721	1,598	1,467	1,326	1,172	1,002	0,816	0,612
2,153	2,482	2,930	3,570	4,554	6,239	9,720	20,513
0,703	0,811	0,917	1,023	1,127	1,229	1,326	1,405
1,854	1,728	1,600	1,453	1,296	1,127	0,938	0,733
2,236	2,576	3,041	3,703	4,720	6,462	10,054	21,181
0,710	0,816	0,919	1,022	1,123	1,222	1,316	1,393

Формулы для расчета однопролетных (двустоечных) рам.

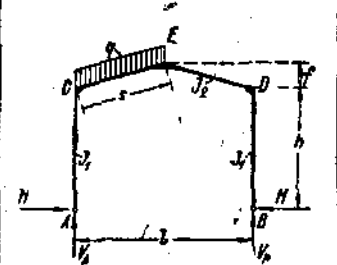
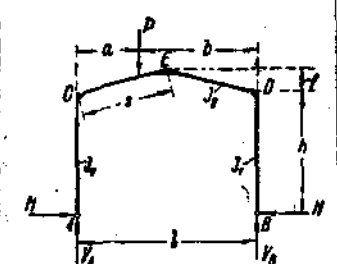
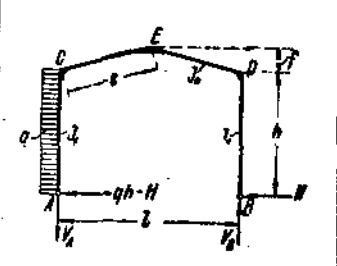
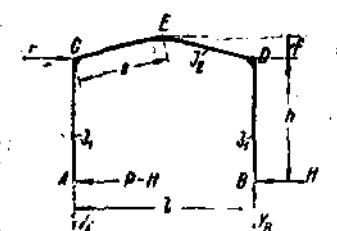
Нагрузка	Распор	Моменты	Опорные реакции
2. Двухшарнирные рамы с горизонтальным ригелем. $\lambda = \frac{J_2}{J_1} \cdot \frac{h}{l}$			
	$H = \frac{q l^2}{4 h (2k + 3)}$	Стойка $M_y = -H y$ $M_c = M_d = -H h = -\frac{q l^2}{4 (2k + 3)}$ Ригель $M_x = \frac{q}{2} \cdot x (l - x) - H h$ $+ M_{\max} = \frac{q l^2}{8} - H h =$ $= + \frac{2k + 1}{2k + 3} \cdot \frac{q l^2}{8}$	$V_A = V_B = \frac{q l}{2}$
	$H = \frac{3}{2} \cdot \frac{P a b}{l (2k + 3)}$ Для $a = b = \frac{l}{2}$ $H = \frac{3}{8} \cdot \frac{P l}{l (2k + 3)}$	Стойка $M_y = -H y$ $M_c = M_d = -H h =$ $= -\frac{3}{2} \cdot \frac{P a b}{(2k + 3) l}$ Ригель В опасном сечении под P. $+ M_{\max} = + \frac{4k + 3}{2k + 3} \cdot \frac{P a b}{2 l}$ Для $a = b = \frac{l}{2}$: $M_c = M_d = -\frac{3}{8} \cdot \frac{P l}{2k + 3}$	$V_A = \frac{P b}{l}$ $V_B = \frac{P a}{l}$ $V_A = V_B = \frac{P}{2}$
	$H = \frac{11k + 18}{2k + 3} \cdot \frac{q h}{8}$	Стойка левая. $M_y = H y - \frac{q y^2}{2}$ $M_c = + \frac{8 q h^2}{8} \cdot \frac{k + 2}{2k + 3}$ Стойка правая. $M_y = -(q h - H) y$ $M_d = -\frac{q h^2}{8} \cdot \frac{5k + 6}{2k + 3}$ Ригель $M_x = \frac{q h^2}{2 l} x - (q h - H) \cdot h$ Опасное сечение в стойке. $y = \frac{h}{8} \cdot \frac{11k + 18}{2k + 3}$ $+ M_{\max} = \frac{q h^3}{128} \left(\frac{11k + 18}{2k + 3} \right)^2$	$V_A = V_B = \frac{q h}{2}$

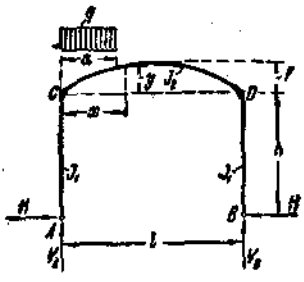
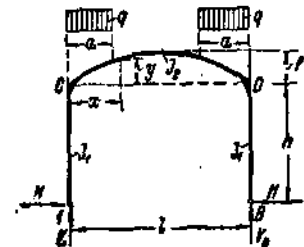
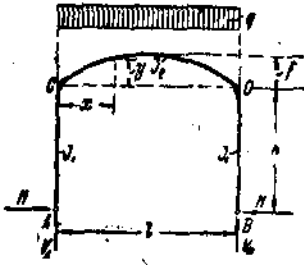
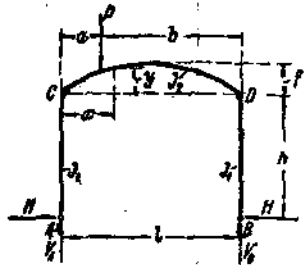
Нагрузка	Распор	Моменты	Опорные реакции
	$H = \frac{P}{2}$	Стойки. $M_A = \pm \frac{P}{2} h$ $M_C = -M_D = \pm \frac{P}{2} h$ Ригель $M_B = \frac{Ph}{1} \cdot \frac{1}{2} = \frac{Ph}{2}$	$V_A = V_B = \frac{Ph}{l}$
III. Рамы с заделанными стойками и с горизонтальным ригелем. $k = \frac{J_2}{J_1} \cdot \frac{h}{l}; \quad b = \frac{a}{l}$			
	$H = \frac{qPl}{4k(2+k)}$	$M_A = M_B = + \frac{qPl}{12(2+k)}$ $M_C = M_D = - \frac{qPl}{6(2+k)}$ Наибольший момент в $\frac{l}{2}$: $+M_{\max} = \frac{qPl}{24} \cdot \frac{2+3k}{2+k}$	$V_A = V_B = \frac{ql}{2}$
	$H = \frac{3Pab}{2hl(2+k)}$ Для $a = b = \frac{l}{2}$: $H = \frac{3Pl}{8k(2+k)}$	$M_A = \frac{abP}{2l} \cdot \frac{5k-1+2k(2+k)}{(2+k)(1+6k)}$ $M_B = \frac{abP}{2l} \cdot \frac{3+7k-2k(2+k)}{(2+k)(1+6k)}$ $M_C = M_A - H_A a$ $M_D = M_B - H_A b$ $M_P = M_A - H_A a + V_A a$ Для $a = b = \frac{l}{2}$: $M_A = M_B = \frac{Pl}{8(2+k)} = H \cdot \frac{h}{8}$ $M_C = M_D = - \frac{Pl}{4(2+k)} = -2H \cdot \frac{h}{8}$ $M_P = \frac{Pl}{4} + M_B = \frac{Pl}{4} \cdot \frac{1+k}{2+k}$	$V_A = \frac{Pl}{2} \cdot \frac{1+b-3k+6k}{1+6k}$ $V_B = \frac{Pl}{2} \cdot \frac{3b-3k+6k}{1+6k}$ Для $a = b = \frac{l}{2}$: $V_A = V_B = \frac{P}{2}$
	$H = \frac{qh}{8} \cdot \frac{3+2k}{2+k}$	$M_A = - \frac{qh^2}{24} \left(12 \frac{3+5k}{2+k} - \frac{12k}{1+6k} \right)$ $M_B = + \frac{qh^2}{24} \left(\frac{3+5k}{2+k} - \frac{12k}{1+6k} \right)$ $M_C = M_A - Hh + \frac{qh^2}{2}$ $M_D = M_B - Hh$	$V_A = V_B = \frac{qh^2k}{l(1+6k)}$

Нагрузка	Распор	Моменты	Опорные реакции
	$H = \frac{P}{2}$	$M_A = -\frac{Ph}{2} \cdot \frac{1+3k}{1+6k}$ $M_B = +\frac{Ph}{2} \cdot \frac{1+3k}{1+6k}$ $M_C = +\frac{Ph}{2} \cdot \frac{3k}{1+6k}$ $M_D = -\frac{Ph}{2} \cdot \frac{3}{1+6k}$	$V_A = V_B =$ $= \frac{3P \cdot h \cdot k}{l(1+6k)} = V$

III. Двухшарнирные рамы с изломанным ригелем.

$$k = \frac{J_2}{J_1} \cdot \frac{h}{s},$$

	$H = \frac{qP}{8k} \cdot \frac{8k + 5f}{k^2(3+k) + f(8k+f)}$ При полной нагрузке ригеля: $H = \frac{qP}{8k} \cdot \frac{8k + 5f}{k^2(3+k) + f(8k+f)}$	$M_C = M_D = -Hh$ $M_E = V_B \cdot \frac{l}{2} - H(h+f)$ $M_C = M_D = -Hh$ $M_E = \frac{qP}{8} - H(h+f)$	$V_A = \frac{8q}{8}$ $V_B = \frac{q}{8}$ $V_A = V_B = \frac{qP}{2}$
	$H = \frac{Pa}{4P} \cdot \frac{8kh + f(8P - 4a^2)}{k^2(3+k) + f(8k+f)}$	$M_C = M_D = -Hh$ $M_P = V_A a - H(h + \frac{2fa}{l})$ $M_E = \frac{P \cdot a}{2} - H(h+f)$ $M_a = M_o - H(h+y)$	$V_A = \frac{Pa}{l}$ $V_B = \frac{Pa}{l}$
	$H = \frac{qh^2}{16} \cdot \frac{5kh + 6(2h+f)}{k^2(3+k) + f(8k+f)}$	$M_C = \frac{qh^2}{2} - Hh$ $M_D = -H \cdot h$ $M_E = \frac{qh^2}{4} - H(h+f)$	$V_A = V_B = \frac{qh^2}{2l}$
	$H = \frac{Ph}{4} \cdot \frac{2kh + 3(2h+f)}{k^2(3+k) + f(8k+f)}$	$M_C = (P-H)h$ $M_D = -Hh$ $M_E = \frac{Ph}{2} - H(h+f)$	$V_A = V_B = \frac{Ph}{l}$

Нагрузка	Распор	Моменты	Опорные реакции
IV. Двухшарнирные рамы с параболическим ригелем.			
$h = \frac{J_2}{J_1} \cdot \frac{h}{1}; \quad y = \frac{4f}{l^2} \cdot x(l-x)$			
	$H = \frac{qa^2}{6h} \cdot \frac{5h^2(3l-2a) + 10f(l^2-a^2) + 4fa^2}{5h^2(2h+3) + 4f(5h+2f)}$	$M_B = M_C = -Hh$ Момент в пределах участка ai $M_x = -H(h+y) + M_0$ где M_0 — момент свободно-лежащей балки BC	$V_A = \frac{qa^2}{2} \left(\frac{1}{2} - \frac{1}{l} \right)$ $V_D = \frac{qa^2}{2}$
	$H = \frac{qa^2}{2h} \cdot \frac{5h^2(3l-2a) + 10f(l^2-a^2) + 4fa^2}{5h^2(2h+3) + 4f(5h+2f)}$	$M_B = M_C = -Hh$ $M_x = M_0 - H(h+y)$	$V = qa$
	$H = \frac{q^2}{4} \cdot \frac{5h + 4f}{5h^2(2h+3) + 4f(5h+2f)}$	$M_B = M_C = -Hh$ $+ \max M =$ $= + \frac{q^2}{8} - H(h+f)$	$V = \frac{q^2}{2}$
	$H = \frac{5Pab}{2h} \cdot \frac{3h^2 + 2f(a^2 + b^2)}{5h^2(2h+3) + 4f(5h+2f)}$ Частный случай: $a = b = \frac{l}{2}$ $H = \frac{5Pl}{16} \cdot \frac{3h + 4f}{5h^2(2h+3) + 4f(5h+2f)}$	$M_B = M_C = -Hh$ $M_x = M_0 - H(h+y)$	$V_A = \frac{Pl}{2} \left(\frac{1}{2} - \frac{1}{l} \right)$ $V_D = \frac{Pl}{2}$

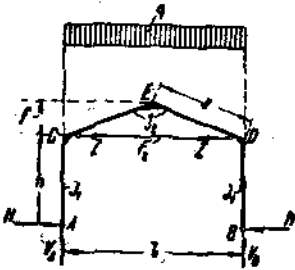
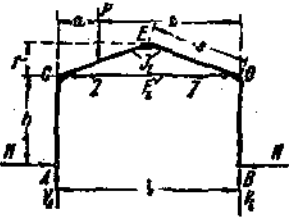
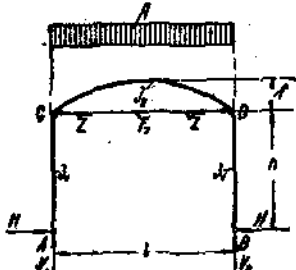
Нагрузка	Распор	Расчетные усилия в элементах	Опорные реакции
V. Двухмаршевые рамы с ломанным ригелем и затяжкой. $k = \frac{J_2}{J_1} \cdot \frac{a}{s}; \quad m = \frac{EJ_2}{E_s F_s}; \quad v = \frac{1}{1 + \frac{8m \cdot l}{3f^2}}$ 			
			
VI. Двухмаршевая рама с параболическим ригелем и затяжкой. $k = \frac{J_2}{J_1} \cdot \frac{a}{l}$ 			
$H = \frac{q^2}{16} \cdot \frac{\lambda(16-15v) + 10f(\lambda-v)}{\lambda^2(4k+12-9v) + 4f(8k+f)(1-v)}$ Для жесткой затяжки: $v = 1$ $H = \frac{q^2}{16\lambda(4k+3)}$		$Z = Z_0 - Z_a \cdot H$ где $Z_0 = \frac{5q^2}{32f}$ $Z_a = \left(\frac{3k}{2f} + 1\right) v$	$R_A = R_B = \frac{q \cdot l}{2}$
$H = \frac{P a}{2} \times \frac{3\lambda[\lambda(1-a) - v(3-4a^2)] + 2f(3-4a^2)(1-v)}{\lambda^2(4k+12-9v) + 4f(8k+f)(1-v)}$ Для жесткой затяжки: $v = 1$ $H = \frac{P}{2} \cdot \frac{3a(2a-1)^2}{\lambda(4k+3)}$		$Z = \frac{P}{2} Z_0 - Z_a \cdot H$ $Z_0 = \frac{a(3-4a^2)}{2f}$ $Z_a = \left(\frac{3k}{2f} + 1\right) v$ $Z_a = \frac{a(3-4a^2)}{2f}$ $Z_a = \frac{3k}{2f} + 1$	$R_A = R_B = P \cdot a$
$H = \frac{q^2}{4} \cdot a \cdot \frac{1}{3+v}; \quad v = \frac{1}{\mu}$ Для жесткой затяжки: $R_s = \infty; \quad \mu = 0; \quad v = \infty$ $H = 0$		$Z = \frac{q^2}{8f} \cdot \frac{1}{1+\mu}$ $\mu = \frac{EJ_2}{F_s E_s F_s} \times \frac{15}{2(2\phi - 6ah)}$ $\phi = 1 - 2fa$ $\mu = \frac{5k + 4f}{5\lambda^2(2k+3) + 4f(8k+2f)}$ $Z = \frac{q^2}{8f}$	$R_A = R_B = 0$

Таблица
сечений круглого железа (в мм)

Диаметр в мм	Вес 1 м в кг	Окруж- ность в см	Длина на 3 метра в см		при числе стержней в														
			полю- с кругл.	остро- угольн.															
					1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
2	0,024	0,63	—	—	0,03	0,06	0,09	0,13	0,16	0,19	0,22	0,25	0,28	0,31	0,33	0,36	0,41	0,44	0,47
3	0,055	0,84	—	—	0,07	0,14	0,21	0,28	0,35	0,43	0,49	0,56	0,64	0,70	0,78	0,85	0,93	0,98	1,06
4	0,098	1,26	—	—	0,12	0,25	0,38	0,50	0,63	0,76	0,88	1,00	1,18	1,28	1,36	1,51	1,63	1,76	1,89
5	0,164	1,57	5	—	0,20	0,39	0,58	0,78	0,98	1,18	1,37	1,57	1,76	1,96	2,16	2,39	2,65	2,74	2,94
6	0,222	1,89	8	8	0,28	0,57	0,85	1,13	1,41	1,70	1,98	2,26	2,55	2,83	3,11	3,40	3,68	3,93	4,25
7	0,302	2,30	9	7	0,38	0,77	1,16	1,54	1,93	2,31	2,70	3,08	3,47	3,85	4,24	4,62	5,01	5,39	5,78
8	0,395	2,61	10	8	0,50	1,01	1,51	2,01	2,52	3,02	3,52	4,02	4,53	5,03	5,53	6,04	6,54	7,04	7,55
9	0,499	2,83	12	9	0,64	1,27	1,91	2,54	3,18	3,82	4,45	5,09	5,72	6,36	7,00	7,63	8,27	8,90	9,54
10	0,617	3,14	13	10	0,79	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,38	7,06	7,95	8,64	9,43	10,21	10,99	11,78
11	0,746	3,46	14	11	0,95	1,90	2,85	3,80	4,75	5,70	6,65	7,60	8,55	9,50	10,45	11,40	12,35	13,30	14,25
12	0,893	3,77	15	12	1,13	2,26	3,39	4,52	5,65	6,78	7,91	9,04	10,17	11,30	12,43	13,56	14,69	15,82	16,95
13	1,042	4,08	17	13	1,33	2,66	3,99	5,31	6,64	7,96	9,29	10,62	11,95	13,27	14,60	15,93	17,26	18,59	19,91
14	1,203	4,40	18	14	1,54	3,08	4,62	6,16	7,70	9,24	10,78	12,32	13,85	15,40	16,94	18,48	20,02	21,56	23,10
15	1,387	4,71	19	15	1,77	3,54	5,31	7,08	8,85	10,60	12,37	14,14	15,90	17,67	19,44	21,21	22,97	24,74	26,51
16	1,578	5,03	20	16	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,09	20,10	22,11	24,12	26,13	28,14	30,15
17	1,782	5,34	22	17	2,27	4,54	6,81	9,08	11,35	13,62	15,89	18,16	20,43	22,70	24,97	27,24	29,51	31,78	34,05
18	1,998	5,65	23	18	2,54	5,08	7,62	10,18	12,73	15,27	17,81	20,36	22,90	25,45	27,99	30,54	33,08	35,63	38,18
19	2,228	5,97	24	19	2,84	5,68	8,53	11,34	14,13	16,91	19,69	22,48	25,26	28,05	30,83	33,61	36,39	39,17	41,95
20	2,468	6,29	25	20	3,14	6,28	9,42	12,57	15,70	18,84	21,98	25,12	28,26	31,40	34,54	37,68	40,82	43,96	47,10
21	2,719	6,60	26	21	3,45	6,92	10,38	13,84	17,30	20,76	24,22	27,68	31,14	34,60	38,06	41,52	44,98	48,44	51,90
22	2,984	6,91	27	22	3,80	7,60	11,40	15,20	19,00	22,80	26,60	30,40	34,20	38,00	41,80	45,60	49,40	53,20	57,00
23	3,261	7,23	28	23	4,15	8,30	12,45	16,62	20,77	24,93	29,08	33,20	37,35	41,50	45,65	49,80	53,95	58,10	62,25
24	3,551	7,54	30	24	4,52	9,04	13,56	18,06	22,12	26,18	30,26	34,36	38,46	42,50	46,54	50,58	54,72	58,86	62,99
25	3,853	7,85	32	25	4,91	9,82	14,73	19,64	24,55	29,46	34,37	39,28	44,19	49,10	54,01	58,92	63,83	68,74	73,65
26	4,168	8,17	33	26	5,31	10,63	15,93	21,24	26,55	31,86	37,17	42,48	47,79	53,10	58,41	63,72	69,03	74,34	79,65
27	4,495	8,48	34	27	5,73	11,46	17,19	22,93	28,65	34,38	40,11	45,84	51,57	57,30	63,03	68,76	74,49	80,22	85,95
28	4,834	8,80	35	28	6,18	12,32	18,48	24,63	30,80	36,96	43,13	49,28	55,44	61,60	67,76	73,92	80,08	86,24	92,40
29	5,185	9,11	36	29	6,61	13,22	19,83	26,44	33,05	39,66	46,27	52,88	59,49	66,10	72,71	79,32	85,93	92,54	99,15
30	5,549	9,43	38	30	7,07	14,14	21,21	28,28	35,35	42,42	49,49	56,56	63,63	70,70	77,77	84,84	91,91	98,98	106,05
32	6,313	10,05	40	31	8,04	16,08	24,12	32,16	40,20	48,24	56,28	64,32	72,36	80,40	88,44	96,48	104,52	112,56	120,60
34	7,127	10,68	43	32	9,08	18,16	27,24	36,32	45,40	54,48	63,56	72,64	81,72	90,80	99,88	108,96	118,04	127,12	136,20
36	7,990	11,31	45	35	10,18	20,36	30,54	40,72	50,90	61,08	71,26	81,44	91,62	101,80	111,97	122,15	132,33	142,51	152,69
38	8,903	11,94	48	37	11,34	22,68	34,02	45,36	56,70	68,04	79,38	90,72	102,06	113,40	124,74	136,08	147,42	158,76	170,10
40	9,985	12,57	50	39	12,57	25,14	37,71	50,28	62,85	75,42	87,99	100,56	113,13	125,70	138,28	150,85	163,42	175,99	188,56

* При наименьшем диаметре в сечении 20 мм, диаметр колонны в 3 м (примечание к чертежам 1081 г.).

Таблица круглого железа в дм.

Диаметры		Длина окруж- ности	Вес 1 м	Добавка на 2 крюка *	Площадь круглого железа в см²															
мм	дм	см	кг	штк	см	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
1 1/8	3,175	0,996	0,082	0,0038	—	0,079	0,158	0,238	0,317	0,398	0,475	0,554	0,633	0,713	0,792	0,871	0,950	1,029	1,109	1,188
1 1/8	4,763	1,50	0,140	0,0065	—	0,178	0,356	0,534	0,713	0,891	1,069	1,247	1,425	1,603	1,781	1,960	2,138	2,315	2,494	2,672
1 1/4	6,350	1,99	0,249	0,0152	8	0,32	0,63	0,95	1,27	1,58	1,90	2,22	2,53	2,85	3,17	3,48	3,80	4,12	4,43	4,75
1 1/4	7,938	2,49	0,388	0,0237	10	0,49	0,99	1,48	1,98	2,47	2,97	3,46	3,96	4,45	4,95	5,44	5,94	6,43	6,93	7,42
1 1/2	9,525	2,99	0,560	0,0342	12	0,71	1,43	2,14	2,85	3,56	4,28	4,99	5,70	6,41	7,13	7,84	8,55	9,26	9,98	10,69
1 1/2	12,70	3,98	0,994	0,0607	16	1,27	2,53	3,80	5,07	6,33	7,60	8,87	10,13	11,40	12,67	13,93	15,20	16,47	17,73	19,00
1 3/8	15,875	4,98	1,553	0,0948	20	1,98	3,96	5,94	7,92	9,90	11,88	13,86	15,83	17,81	19,79	21,77	23,75	25,73	27,71	29,69
1 3/8	19,05	5,98	2,237	0,1366	24	2,85	5,70	8,55	11,40	14,25	17,10	19,95	22,80	25,65	28,50	31,35	34,20	37,05	39,90	42,75
1 3/8	22,225	6,98	3,045	0,1859	28	3,89	7,76	11,64	15,52	19,40	23,28	27,16	31,04	34,92	38,79	42,67	46,55	50,43	54,31	58,19
1	25,40	7,97	3,978	0,2428	32	5,07	10,13	15,20	20,27	25,33	30,40	35,47	40,54	45,60	50,67	55,74	60,81	65,87	70,94	76,01
1 1/8	28,575	8,97	5,034	0,3073	36	6,41	12,83	19,24	25,65	32,06	38,48	44,89	51,30	57,72	64,13	70,54	76,96	83,37	89,78	96,19
1 1/8	32,750	9,97	6,215	0,3784	40	7,92	15,83	23,75	31,67	39,59	47,50	55,42	63,34	71,26	79,17	87,08	95,01	102,92	110,84	118,76
1 1/2	34,925	10,97	7,520	0,4591	44	9,58	19,16	28,74	38,32	47,90	57,48	67,06	76,64	86,22	95,80	105,38	114,96	124,54	134,11	143,69
1 1/2	38,10	11,96	8,950	0,5464	48	11,40	22,80	34,20	45,60	57,00	68,40	79,80	91,21	102,61	114,01	125,41	136,81	148,21	159,61	171,01
1 3/4	41,275	12,96	10,503	0,6412	по образцам															
1 3/4	44,45	13,96	12,182	0,7437	по образцам															
1 3/4	47,625	14,96	13,984	0,8537	по образцам															
2	50,80	15,95	15,940	0,9713	по образцам															

* При наименьшем диаметре в сексу = 2,54 сантиметра в 1 дюйм равен = 25,4.

Т а б л и ц а

для определения наибольшего числа стержней, укладываемых в один ряд на ширине балки b_1

(Применительно к нормам 1931 г.).

$\varnothing$	$\frac{1}{8}''$	$\frac{1}{4}''$	$\frac{3}{8}''$	$\frac{1}{2}''$	$\frac{3}{4}''$	$1''$	$1\frac{1}{4}''$	$1\frac{1}{2}''$	$1\frac{3}{4}''$	$1\frac{7}{8}''$
	в м м м м м м м м м м м									
b_1 в см	9,5	12,7	15,9	19,0	22,2	25,4	28,6	31,7	34,9	38,1
14	4	3	3	3	—	—	—	—	—	—
16	4	4	3	3	3	2	—	—	—	—
18	5	4	4	4	3	3	2	—	—	—
20	6	5	5	4	4	3	3	3	2	—
22	6	6	5	5	4	4	3	3	3	2
24	7	6	6	5	5	4	4	3	3	3
26	8	7	6	6	5	4	4	4	3	3
28	8	7	7	6	5	5	4	4	3	3
30	9	8	7	7	6	5	5	4	4	3
32	10	9	8	7	6	6	5	4	4	4
34	10	9	8	8	7	6	5	5	4	4
36	11	10	9	8	7	6	6	5	5	4
38	12	11	10	9	8	7	6	5	5	4
40	12	11	10	9	8	7	6	6	5	5
42	13	12	11	10	9	7	7	6	5	5
44	14	12	11	10	9	8	7	6	6	5
46	14	13	12	11	9	8	7	7	6	6
48	15	14	12	11	10	9	8	7	6	6
50	16	14	13	12	10	9	8	7	7	6
52	16	15	13	12	11	9	8	8	7	6
54	17	15	14	13	11	10	9	8	7	7
56	18	16	15	13	12	10	9	8	7	7
58	18	17	15	14	12	11	9	9	8	7
60	19	17	16	14	13	11	10	9	8	7
70	23	20	18	17	15	13	12	11	10	9
85	28	25	23	21	18	16	14	13	12	11
100	33	29	27	25	22	19	17	15	14	13

УКАЗАТЕЛЬ ЛИТЕРАТУРЫ.

1. R. Mörsch. Der Eisenbetonbau. Bd. I. H. 1, 1923. Bd. I. H. 2, 1922. Bd. II. H. 1, 1926.
2. R. Probat. Vorlesungen über Eisenbeton. Bd. I, 1922. Bd. II, 1923.
3. R. Saliger. Der Eisenbeton. 1925.
4. C. Kersten. Der Eisenbetonbau. Teil I, 1922. Teil II, 1929. Teil III, 1923.
5. B. Löser. Bemessungsverfahren. 1925.
6. Otto Graf, R. Mörsch, G. Rüth u. W. Petry. Entwurf und Berechnung von Eisenbetonbauten. (Deutscher Beton-Verein) — Bd. I, 1926.
7. Karl Beyer. Die Statik im Eisenbetonbau. (Deutscher Beton-Verein) — Bd. II, 1927.
8. L. David. Praktischer Eisenbetonbau, 1929.
9. H. Kayser. Eisenbetonbau, 1923.
10. G. Padler. Grundlagen für den praktischen Eisenbetonbau, 1924.
11. A. Kleinlogel. Fertigkonstruktionen im Beton und Eisenbetonbau. 1929.
12. H. Schlüter. Eisenbetonbau, 1920.
13. W. Gehler. Erläuterungen mit Beispielen zu den Eisenbetonbestimmungen 1925. Berlin, 1926.
14. E. Rausch. Die deutschen Eisenbetonbestimmungen von 1925. Berlin, 1929.
15. R. Bayerl. Praktisches Konstruieren von Eisenbetonhochbauten, 1930.
16. M. Foerster. Die grundsätze des Eisenbetonbaues, 1926.
17. Handbuch für Eisenbetonbau. 3 Auflage.
18. L. Cosyn. Traité pratique des constructions en béton armé. Paris et Liège, 1921.
19. Beton-Kalender, 1911 — 1931.
20. Beton und Eisen.
21. Armierter Beton.
22. Der Bauingenieur.
23. Le Génie civil.
24. Н. А. Камбаров. Курс железобетонных сооружений. Томск, 1915.
25. Н. К. Лактин и Н. А. Камбаров. Железобетон, ч. I, II и III. Москва, 1925 — 1926.
26. Г. П. Передерий. Курс железобетонных мостов, изд. 2. 1923.
27. Г. Г. Кривошеин. Расчет железобетонных конструкций, 1912.
28. Н. И. Молодцов. Теория и практика железобетона, 1928.
29. И. С. Подольский. Железобетонные конструкции, ч. I, 1930.
30. И. С. Подольский. Железобетонные безбалочные покрытия, 1930.
31. А. В. Жарский. Рамные железобетонные конструкции, ч. I и II. 1929.
32. А. Ф. Лодыт. Курс железобетона для строительных техников. 1925.
33. В. А. Гастев. Методы и данные для расчета железобетонных сооружений, 1928.
34. Б. Акимов. Железобетон в практике, 1908.
35. Н. А. Житкович. Плоские железобетонные перекрытия, 1903.
36. Н. В. Богуславский. Железобетон, 1925.
37. Н. А. Буханов. Железобетон. Теория. Екатеринбург, 1925.
38. П. Кристоф. Железобетон и его применения (пер. с французского), 1903.
39. Р. Залигер. Железобетон, его расчет и проектирование (перев. с немецкого). Москва, 1929.
40. Э. Мёрш. Железобетонные сооружения, 1929.
41. Герм. Бет. Союз. Проектирование и расчет железобетонных сооружений т. I, 1928. Отатия железобетонных сооружений т. II, 1928.
42. К. Рёсле. Железобетон (пер. с немецкого), 1920.
43. В. Франк. Железобетонные сооружения (пер. с немецкого), 1924.
44. Г. В. Никитин. Расчет безбалочного перекрытия, 1930. Расчет железобетонной жесткой рамы, 1930.
45. А. Д. Глуховский. Железобетонные безбалочные перекрытия, 1931.
46. О. М. Федорович. Каменные работы. Москва, 1915.
47. Временные технические условия и нормы проектирования и возведения железобетонных сооружений от 24/II 1926.
48. Тоже, по НЫПО от 31/V 1926.
49. Единые нормы строительного проектирования, 1930.
50. Приказы по ВСНХ—СССР и инструкции 1928—1930.
51. Проект "технических условий и норм проектирования и возведения бетонных и железобетонных сооружений", 1931.
52. А. Ф. Астафьев. Справочная книга по бетону и железобетону, 1929.
53. Журналы "Цемент, камень и железо" за 1909 — 1916.
54. "Зодчий" по 1917.
55. "Строительная промышленность" 1923 — 1930.