

62 Н. 011
№ 351

Жарский А. В.
Расчёт и конструкция
железобетонного
междуэтажного
перекрытия.

1772

v

624.07 624.08
Ж-33

Инж. А. В. ЖАРСКИЙ

*Александру Павловичу Артемьевскому
знак глубокого уважения от автора.*

И-307.

РАСЧЕТ и КОНСТРУКЦИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО МЕЖДУЭТАЖНОГО ПЕРЕКРЫТИЯ

ПРАКТИЧЕСКОЕ ПОСОБИЕ
для
ИНЖЕНЕРОВ и СТУДЕНТОВ.

ПОДРОБНО РАЗРАБОТАННЫЙ ЧИСЛЕННЫЙ ПРИМЕР.
ФОРМУЛЫ и ТАБЛИЦЫ для РАСЧЕТА
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

1778
Инженерно-технический
кабинет № 1

Ура

продерено
1966 г.

Handwritten text, likely bleed-through from the reverse side of the page.

317-300

РАСПЕЧАТАНО В ТРЕСТЕ
ЖЕЛТОВОДОБНОГО
ПРОМЫСЛА

ТРЕСТ "КИЕВ-ПЕЧАТЬ"
УЛИЦА ЛЬВА ТОЛСТОГО, № 5
КИЕВ

ВЫПУСК № 1781
1927

И. А. В. ЖАРСКИЙ
1927

ПРЕДИСЛОВИЕ.

Читая курс и руководя проектированием по Железобетону в Киевских ВУЗ'ах (на Факультете Инженеров Путей Сообщения Политехнического и Архитектурном Факультете Художественного Института), а также из личной инженерной практики я убедился, что нередко даже очень хорошо усвоившие теоретическую часть этого курса становятся втупик или встречают не мало затруднений при составлении самого несложного проекта. Чтобы выйти из этого положения, в целях экономии времени и средств, необходимо обратить серьезное внимание на издание возможно большего количества примерных расчетов, хотя бы для наиболее ходовых случаев практики. Исходя из этого, я и решил выпустить настоящую книгу. В ней на частном—численном—примере междуэтажного железобетонного ребристого перекрытия указаны принципы расчета и конструирования плиты, балок, колонн и фундаментов, т. е. тех элементов железобетонных сооружений, с которыми в современной строительной практике приходится встречаться буквально на каждом шагу.

Поэтому настоящая книга может быть использована не только для междуэтажных перекрытий, но и при проектировании железобетонных мостов, подпорных стен, крыш, резервуаров и т. д., т. е. при проектировании всех сооружений, где имеют место перечисленные элементы.

Книга состоит из трех частей.

В первой части приведены общие расчетные и конструктивные указания, необходимые при проектировании железобетонных плит, балок, колонн и фундаментов.

Во второй части приведен расчет междуэтажного перекрытия с подробно разработанными численными примерами указанных элементов, т. е. плиты, балок, колонн и фундаментов.

В третьей части приведены формулы и таблицы, необходимые для расчета железобетонных конструкций и охватывающие все случаи практики, а потому расчет любой конструкции можно произвести, не прибегая к другим источникам. Все изложение ведется применительно к последним (1926 г.) нормам по железобетону.

В конце книги приложено 4 листа детально разработанных чертежей плиты, второстепенных и главных балок, колонн, фундаментов и температурного шва, а также схематический чертеж подмостей и форм.

А. Жарский.

Главнейшая литература по Железобетону на русском и немецком языках.

1. **Бетоно-строительный** справочник. 1927 г.
2. **Богуславский.**—Железобетон. 1925 г.
3. **Буданов.**—Железобетон. 1925 г.
4. **Залигер.**—Железобетон. 1927 г.
5. **Кашкарев**—Графические таблицы для расчета железобетонных сооружений. 1923 г.
6. **Керстен.**—Железобетонные сооружения, 1-й и 2-й том. 1927 г.
7. **Клейнлогель.**—Руководство к составлению смет на железобетонные работы. 1925 г.
8. **Лахтин и Кашкарев.**—Железобетон. 1926 г., в 3-х частях.
9. **Лолейт.**—Курс Железобетона. 1925 г.
0. **Падлер.**—Расчеты по Железобетону. 1927 г.
11. **Франк.**—Железобетонные сооружения. 1923 г.
12. **Bazali.**—Zahlenbeispiele zur statischen Berechnung von Eisenbeton-Konstruktionen. 1925.
13. **Förster.**—Die Grundzüge des Eisenbetonbaues. 1926 г.
14. **Handbuch für Eisenbetonbau** von Emperger, 14 томов. 1921—1924 г.
15. **Eisenbetonbau.** Deutscher Beton-Verein, в двух томах, 1926—1927 г.
16. **Kleinlogel.**—Bewegungsfugen usw. 1927.
17. **Löser.**—Bemessungsverfahren. 1927.
18. **Mörsch.**—Der Eisenbetonbau. 1923—1926.
19. **Probst.**—Vorlesungen über Eisenbeton. 1923. (В двух томах; в первом томе приведена теория железобетона, во втором—численные примеры расчета железобетонных конструкций).

Главнейшая литература на русском и немецком языках по Рамным конструкциям.

1. **Гвоздев.**—Расчет статически неопределимых систем. 1927 г.
2. **Жемочкин.**—Расчет статически неопределимых систем. Метод угловых деформаций. 1927 г.
3. **Клейнлогель.**—Формулы для расчета рамных конструкций 1927 г.
4. " " " " Формулы для расчета сложных рам. 1927 г.
5. **Сборник** Московского Института Транспорта № 3 за 1927 г. (Около 250 страниц этого сборника отведено расчету рамных конструкций с численными примерами)
6. **Симинский К. К.**—Строительная механика. Системы с лишними неизвестными 1927 г.
7. **Bronneck.**—Rahmen 1921.
8. **Gehler.**—Der Rahmen. 1925.
9. **Hartmann.**—Die statisch unbest. Systeme d. Eisen- und Eisenbetonbaues. 1922.
10. **Strassner.**—Neuere Methoden zur Statik der Rahmen-Tragwerke und der elastischen Bogenträger. (В двух частях; в первой части рассматриваются рамы, во второй—своды).
11. **Suter.**—Methode der Festpunkte. 1923. (Здесь приведено также несколько детально разработанных чертежей железобетонных рамных конструкций).

Главнейшая литература по Безбалочным перекрытиям.

1. **Леве.**—Безбалочные покрытия. 1927 г.
2. **Статьи** проф. Келдыша и Лолейта в журнале „Строительная Промышленность“ за 1927 г.
3. **Лахтин и Кашкарев.**—Железобетон, 1926 г., 1-я и 3-ья часть.
4. **Залигер.**—Железобетон, стр. 520, изд. 1927 г.; здесь же приведен и численный пример.
5. **Бетоно-строительный справочник.** 1927 г.; на стр. 177 и 183 приведены немецкие нормы для проектирования безбалочных перекрытий. То же имеется у Залигера—Железобетон, 1927 г., на стр. 628 и 632.
6. **Временные** технические условия и нормы проектирования и возведения железобетонных сооружений. (Нормы Комиссариата Путей Сообщения) 1926 г. изд. „Транс-печати“. Здесь на 49 стр. приведены „Указания о проектировании безбалочных перекрытий“. По поводу этих „Указаний“ см. также „Инструкцию по применению технических условий и норм проектирования и возведения железобетонных сооружений“, стр. 8, изд. Московского Губинжа, 1927 г.
7. **Численные** примеры расчета безбалочных перекрытий приведены также у:
 - a) Probst—Vorlesungen über Eisenbeton, 2-я часть, стр. 166, изд. 1922 г.
 - b) Henkel—Der Eisenbetonbau, 2-я часть, четвертое издание, стр. 146.
 - c) Löser—Bemessungsverfahren, изд. 1925 г., стр. 124.
 - d) Förster—Die Grundzüge des Eisenbetonbaues, стр. 311, изд. 1926 г.

ОГЛАВЛЕНИЕ.

Предисловие	Стр. IV
Главнейшая литература по железобетону	V

I. Расчетные и конструктивные указания.

1. Технические условия и нормы	3
2. Расположение балок	3
3. Плита	
Толщина плиты	5
Вуфы	5
Арматура	6
Изгибающие моменты	9
Примеры армирования плит	10
4. Второстепенные балки	13
Высота и ширина балок	13
Арматура	15
Примеры армирования	16
5. Главные балки	20
6. Колонны	22
Определение нагрузок	22
Проверка на продольный изгиб	24
Толщина колонн. Арматура	25
Соединение колонн с фундаментом и по этажам	27
Сравнение колонн с хомутами и со спиральной обмоткой	29
7. Температурные швы	31

II. Расчет перекрытия.

1. Задание	36
2. Определение расчетных пролетов	36
Главные балки	37
Вт-ростепенные балки	38
Плита	39
3. Расчет плиты	39
Определение нагрузок	39
Определение изгибающих моментов	40
Подбор сечений	42
Проверка нормальных напряжений от изгиба	53
Проверка на скалывание	54
Проверка на сцепление железа с бетоном	55
Построение эпюры внутренних моментов (эпюры материалов)	55
Расчет заделки плиты в стену	59
4. Расчет второстепенных балок	60
Определение нагрузок	60
Определение изгибающих моментов и поперечных сил	61
Подбор сечений	61

	Стр.
Проверка нормальных напряжений от изгиба	74
Проверка на скалывание	78
Проверка на сцепление железа с бетоном	87
Построение эпюры внутренних моментов	87
Определение полной высоты второстепенной балки	90
Расчет заделки второстепенной балки в стену	91
5. Расчет главных балок	92
Определение нагрузок	92
Определение изгибающих моментов и поперечных сил	94
Подбор сечений	96
Проверка нормальных напряжений от изгиба	102
Проверка на скалывание	106
Проверка на сцепление железа с бетоном	111
Построение эпюры внутренних моментов	111
Определение полной высоты главной балки	113
Расчет заделки главной балки в стену	114
6. Расчет колонн	116
Определение нагрузки на колонну	116
Пример расчета колонны с хомутами	117
Пример расчета колонны с хомутами при учете продольного изгиба	120
Пример расчета колонны со спиральной обмоткой	121
7. Расчет фундамента	127
Первый пример	127
Второй пример	134
Третий пример	138
8. Расчет температурного шва	141

III. Формулы и таблицы для расчета железобетонных конструкций.

1. Плиты и балки прямоугольного сечения с одиночной арматурой	145
Подбор сечения	145
Проверка нормальных напряжений от изгиба	148
2. Плиты и балки прямоугольного сечения с двойной арматурой	150
Подбор сечения	151
Проверка нормальных напряжений от изгиба	156
3. Тавровые сечения с одиночной арматурой	156
Подбор сечения	157
Формулы для проверки напряжений	159
4. Тавровые сечения с двойной арматурой	161
Подбор сечения	161
Формулы для проверки напряжений	162
5. Сечения с внецентренной нагрузкой	162
Подбор сечения, когда нормальная сила проходит внутри ядра сечения	162
Подбор сечения, когда нормальная сила проходит вне ядра сечения	168
Формулы для проверки напряжений для случая, когда нормальная сила проходит внутри ядра сечения	174
Формулы для проверки напряжений, когда нормальная сила проходит вне ядра сечения	176
6. Проверка на скалывание	179
Сечение работает на простой изгиб	179
Сечения с внецентренной нагрузкой	181

Таблицы

№ 1. Вес материалов	182
№ 2. Полезные нагрузки	182
№ 3. Временные и допускаемые напряжения каменных материалов и кладки	184

	Стр.
№ 4. Допускаемые напряжения на грунт	185
№ 5. Изгибающие моменты и перерезывающие силы для неразрезных балок с равными пролетами	186
№ 6. Таблицы Вянклера	188
№ 7. Таблица для определения моментов в неразрезных многопролетных балках	190
№ 8. Балка с бесконечно большим числом пролетов	195
№ 9. Неразрезная балка с моментами на концах	196
№ 10. Таблица для определения моментов и поперечных сил в неразрезных балках при сосредоточенных нагрузках	197
№ 11. Таблица для расчета четырехсторонних плит	204
№ 12. Таблица сечений круглого железа в метрических мерах	206
№ 13. Таблица сечений круглого железа в дюймах	208
№ 14. Таблица веса расчетной арматуры и кубатуры бетона в ребристых перекрытиях	209
№ 15. Таблица коэффициентов для расчета плит и балок прямоугольного сечения с одиночной арматурой	210
№ 16. Таблица для определения расстояния нейтральной оси и плеча внутренних сил	212
№ 17. Таблица для определения полезной высоты и сечения арматуры для плит по данному моменту	213
№ 18. Таблица для определения напряжений в плитах и балках с одиночной арматурой	214
№ 19. Таблица Гейера для сечений с двойной арматурой	215
№ 20. Таблица для определения сечения арматуры по заданной высоте плиты или балки с двойной арматурой	218
№ 21. Таблица для подбора тавровых сечений	219
№ 22. Таблица для определения напряжений в тавровых сечениях	224
№ 23. Таблица для подбора сечений колонн	226
№ 24. Таблица для определения коэффициентов уменьшения допускаемого напряжения при продольном изгибе для колонн	226
№ 25. Таблица Висселинка для расчета прямоугольных сечений при симметричной арматуре и внецентренной нагрузке	227
№ 26. Таблица Элерса	228
№ 27. Таблица Кунце	229
№ 28. Добавление к таблице № 21 для расчета тавровых сечений при $x > d$ с одиночной арматурой	235
№ 29. Добавление к таблице № 19 (Гейера) для расчета прямоугольных сечений с двойной арматурой	237

РАСЧЕТ И КОНСТРУКЦИЯ
ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО
МЕЖДУЭТАЖНОГО ПЕРЕКРЫТИЯ.

I. Расчетные и конструктивные указания.

1. Технические условия и нормы.

При проектировании и возведении железобетонных сооружений необходимо соблюдать существующие для этого официальные нормы и технические условия.

В настоящее время действуют следующие нормы:

1) Нормы (Госплана) под названием „Временные технические условия и нормы проектирования и возведения железобетонных сооружений“¹⁾. Эти нормы по постановлению Совета Труда и Обороне от 24/II—26 года являются обязательными для всех строительных организаций С.С.С.Р.

2) Независимо от этого Комиссариат Путей Сообщения в том же 1926 году выпустил свои (путейские) нормы с таким же почти, как и предыдущие нормы, содержанием и под таким же названием, а именно: „Временные технические условия и нормы проектирования и возведения железобетонных сооружений“²⁾. Эти нормы являются обязательными только для организаций Комиссариата Путей Сообщения.

В дальнейшем мы будем иметь в виду первые нормы, т. е. нормы Госплана и, где это окажется нужным, будем приводить из них соответствующие параграфы. Но в некоторых случаях будем приводить и путейские нормы, для чего в каждом отдельном случае будет даваться соответствующее указание.

2. Расположение балок.

Пролеты до 3—4 метров обыкновенно перекрываются одной плитой без балок. При больших пролетах плита получается толстой и экономически невыгодной, и лучше перейти к ребристому перекрытию.

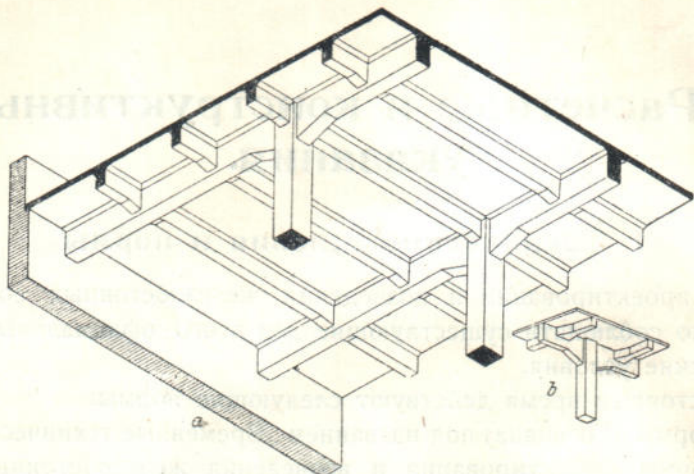
Такие перекрытия состоят (черт. 1) из плит, второстепенных и главных балок. Примеры расположения балок указаны на черт. 2, где жирными линиями обозначены главные балки, а тонкими—второстепенные. При небольших пролетах можно обойтись без колонн (черт. 2-а, б).

¹⁾ Издание официальное, 1926 года, цена 1 р. 20 коп.

²⁾ Издание официальное, 1926 г. цена 1 р.,

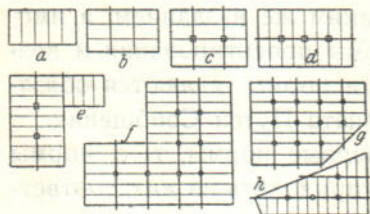
При больших пролетах и нагрузках, особенно в низких помещениях, для уменьшения высоты балок ставят колонны (см. черт. 2 от *c* до *h*).

Главные балки располагаются вдоль короткой (черт. 2-*c*) или вдоль длинной (черт. 2-*d*) стороны помещения.



Черт. 1.

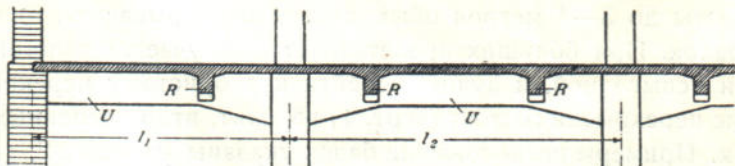
Последнее расположение иногда лучше в архитектурном отношении и в смысле освещения, если окна расположены также на длинной стороне здания.



Черт. 2.

Если здание многоэтажное, то в местах пересечения колонн с балками получаются узлы с большим количеством арматуры. Бетонирование таких узлов крайне затруднительно, и потому второстепенные балки *R* располагают иногда, как показано на черт. 3, т. е. так, чтобы ни одна из них не попадала над колонной.

Расстояние между второстепенными балками, в зависимости от нагрузки, 1,5—4 мтр.



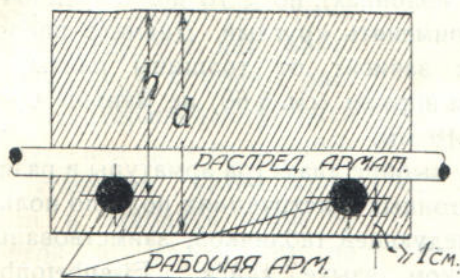
Черт. 3.

Пролеты главных и второстепенных балок обычно 5—8 мтр., но могут быть и больше, в зависимости от нагрузки.

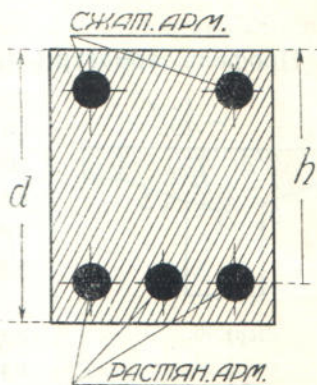
3. П л и т а.

В железобетонных плитах и балках (черт. 4 и 5) надо различать полную d и полезную (рабочую) высоту h сечения.

Под полезной высотой h надо понимать расстояние от крайнего сжатого (заметим — сжатого) волокна сечения до центра тяжести растянутой арматуры.



Черт. 4.



Черт. 5.

Толщина плиты.

Толщина плиты (полная) d , по § 58 норм, должна быть (черт. 4) не менее 8 см. Более тонкие плиты (но не тоньше 5—6 см.) допускаются для плит, несущих только собственный вес или незначительную временную нагрузку (стены перегородок, плиты в подвесных потолках и т. д.).

Тонкие плиты плохо выдерживают сосредоточенную и динамическую нагрузки, и при таких нагрузках рекомендуется толщину плиты брать не менее 10 см. Наибольшая практическая толщина плиты в ребристых перекрытиях гражданских сооружений 15—17 см., т. к. более толстые плиты невыгодны.

Полезно в этом отношении иметь в виду последние (1925 г.) немецкие нормы, по которым:

- 1) полезная толщина плиты: а) для свободно лежащих плит должна быть не менее $\frac{1}{27}$ пролета и б) для неразрезных или заделанных плит — не менее $\frac{1}{27}$ наибольшего расстояния между нулевыми точками моментов; причем это расстояние можно принимать равным $\frac{4}{5}$ пролета;
- 2) полезная высота плит с перекрестной арматурой, т. е. плит, опертых по всему периметру и свободно лежащих на опорах, должна быть не менее $\frac{1}{30}$ меньшего пролета, и для тех же плит, но неразрезных или заделанных, — не менее $\frac{1}{30}$ расстояния между нулевыми точками моментов и не менее $\frac{1}{40}$ пролета.

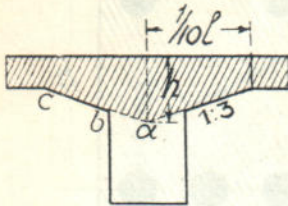
В у т ы.

Для лучшего обеспечения совместной работы плиты с ребрами (черт. 6) рекомендуется, а по § 58 путейских норм обязательно, устройство у плит утолщений (вутов) bc в месте примыкания их к ребрам

Эти утолщения должны начинаться на расстоянии от оси ребра не менее $\frac{1}{10}$ пролета плиты и ограничиваться уклоном $\frac{1}{3}$. За расчетную высоту над опорой в этом случае можно принимать высоту h , где ab —продолжение вута bc .

Арматура.

Профиль арматуры (рабочей, распределительной и хомутов) во всех железобетонных конструкциях (плитах, балках и колоннах), по § 78 норм, предпочтительно применять круглый. Диаметр рабочей арматуры зависит от толщины плиты, по путевским нормам (см. § 60) не меньше 6 мм., чаще 8—10 мм.



Черт. 6.

При выборе диаметра арматуры в разных железобетонных конструкциях полезно пользоваться следующей табличкой, заимствованной из недавно вышедшей на немецком языке книги: „Eisenbetonbau, Deutscher Beton-Verein, 1926“.

Рекомендуемый диаметр арматуры в миллиметрах.

- | | |
|---|----------------------------------|
| 1) Хомуты в колоннах и балках. Распределительная арматура в плитах междуэтажных перекрытий, крыш и стен. | } 5, 6, 7, 8 мм. |
| 2) Рабочая арматура в плитах междуэтажных перекрытий, крыш и стен.
Монтажная арматура в балках. | |
| 3) Рабочая арматура в толстых плитах междуэтажных перекрытий, стен и фундаментов. Спиральная арматура в колоннах. | } 7, 8, 10, 12 мм. |
| 4) Рабочая арматура в колоннах, балках, рамах и т. п. конструкциях. | |
| 5) Рабочая арматура в толстых плитах междуэтажных перекрытий, стен и фундаментов. Спиральная арматура в колоннах. | } 10, 12, 14, 16, 18 мм. |
| 6) Рабочая арматура в колоннах, балках, рамах и т. п. конструкциях. | |
| 7) Рабочая арматура в колоннах, балках, рамах и т. п. конструкциях. | } 14, 16, 18, 20, 24, 28, 32 мм. |
| 8) Рабочая арматура в колоннах, балках, рамах и т. п. конструкциях. | |

Полезно также иметь в виду § 60 путевских норм, по которому диаметр рабочей арматуры должен быть не меньше:

- | | |
|--|-------|
| 1) для плит в гражданских сооружениях | 6 мм. |
| 2) „ „ „ искусственных „ | 8 „ |
| 3) „ балок в гражданских „ | 10 „ |
| 4) „ „ „ искусственных „ | 12 „ |
| 5) „ колонн | 12 „ |
| 6) Толщина хомутов во всех сооружениях не меньше | 4 „ |
| по § 61 норм Госплана не меньше | 6 „ |

В тонких плитах, а также при сосредоточенных и динамических нагрузках лучше брать более тонкие стержни, чтобы получить меньшее расстояние между стержнями и, следовательно, более равномерное распределение их в бетонной массе.

Часть арматуры пролета (примерно $\frac{1}{3}$ — $\frac{1}{2}$) должна проходить в нижней части плиты над опорой, хотя это и не требуется расчетом (см. чертеж плиты на листе № 1, а также дальше черт. 14—21).

Это необходимо на случай осадки промежуточных опор, когда нижняя растянутая зона плиты приближается к опоре, а также против трещин при усадке бетона и температурных изменениях.

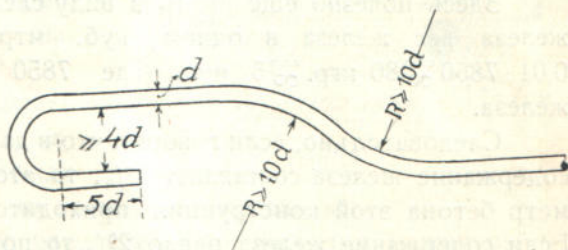
Концы рабочей арматуры, по § 62 норм, снабжаются крючками по черт. 7 (крючки Консидера).

Отгибы делаются под углом 30° — 45° .

Радиус загиба (черт. 7), по § 62 норм, должен быть не менее 10 диаметров стержня.

Устройство стыков, по § 63 норм, должно быть избегаемо, а в пределах неизбежности они должны располагаться в разбивку и в менее напряженных местах арматуры.

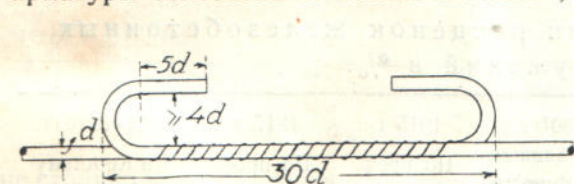
При устройстве стыка в нахлестку, т. е. как показано на черт. 8, концы растянутых стержней могут быть загнуты под прямым, немного закругленным, углом крючками и заходить один за другой не менее, чем на 30 диаметров, включая длину крючка, а самые стержни



Черт. 7.

должны быть накрепко перевязаны проволокой. Допускается и сварка стыкаемых стержней, но рядом со сваренным местом, если напряжение превосходит $\frac{2}{3}$ допускаемого, помещается дополнительный стержень также с прямыми закругленными крючками на концах, длиной не менее 30 диаметров, и связывается с остальными стержнями тонкой проволокой.

Заметим, что изложенные требования норм для стыков рабочей арматуры относятся не только к плитам, но и к балкам.



Черт. 8.

Следует заметить также, что по Залигеру (см. его курс по железобетону, стр. 63, изд. 1927 г.) лучшим способом соединения железных стержней является машинная или тщательная ручная сварка, а затем свинчи-

вание муфтами. По мнению Залигера, сопротивление стыков в нахлестку, т. е. по черт. 8, даже при тщательном выполнении меньше сопротивления самого стержня.

Относительно стыков в нахлестку в немецких нормах указывается, что такие стыки не допускаются: а) в рабочей арматуре вытянутых частей и б) в растянутой арматуре балок диаметром более 20 мм., и вместо таких стыков рекомендуется сварка (см. Залигер, Железобетон, стр. 626, изд. 1927 г.).

Плита считается рационально спроектированной, если сечение рабочей арматуры составляет не более $\frac{3}{4}$ — 1% от сечения бетона. Заметим, что, по § 48 путейских норм, во всех случаях применения железобетона насыщение его арматурой должно быть для частей, работающих на изгиб, не менее $0,4\%$, считая отношение всей площади (сжатой и рас-

тянутой) железа ко всей площади бетона, а при меньшем процентном содержании железа таковое (т. е. железо) не должно вводиться в расчет.

Процентное содержание железа надо понимать так. Если говорят, что в данной плите или балке процентное содержание железа равно, например, $1\frac{1}{2}\%$, то это значит, что на каждый куб. метр бетона такой плиты или балки приходится 0,015 куб. метр. железа. Или, если взять поперечное сечение такой плиты или балки, то можно сказать, что на каждые 100 см.² сечения бетона приходится $1\frac{1}{2}$ см.² железа.

Здесь полезно еще иметь в виду следующее: при 1% содержании железа вес железа в одном куб. метр. железобетона составляет $0,01 \cdot 7850 \approx 80$ кгр. ≈ 5 пуд., где 7850 кгр. — это вес 1 куб. метр. железа.

Следовательно, если говорят, что в данной конструкции процентное содержание железа составляет 1%, то это значит, что на каждый куб. метр бетона этой конструкции приходится 80 кгр. или 5 пуд. железа. Если содержание железа равно 2%, то, по сказанному, это означает, что на каждый куб. метр бетона приходится $2 \cdot 5 = 10$ пуд. железа, и т. д. Нужно иметь в виду, что в железобетонных сооружениях стоимость железа составляет значительную часть стоимости всего сооружения. Поэтому при проектировании надо стремиться к возможному уменьшению железа, имея однако в виду § 48 путейских норм, по которому насыщение арматурой должно быть не меньше 0,4%.

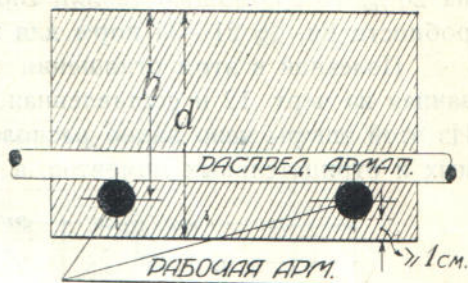
Стоимость отдельных элементов железобетонных конструкций видна из приведенной ниже таблицы, заимствованной из курса „Железобетон, Лахтина и Кашкарева“.

Таблица соотношения расценок железобетонных сооружений в %.

№№	Наименование	1907 г. По данным Моск.-Казан. жел.-дор.	1907 г. По данным бр. Виногра- довых	1915 г. По проф. Федоровичу	1917 г. По проф. Кашкареву	1921-1923 гг. По Керстену (Германия)
1	Подмости и опалубка	23	21	28	10	От до 24—10
2	Арматура	37	28	20	55	27—31
3	Бетон	24	29	30	20	30—35
4	Технадзор	14	20	20	13	18—23
5	Испытания	2	2	2	2	1—1
		100%	100%	100%	100%	100%

Перпендикулярно к рабочей арматуре (черт. 9) ставится распределительная, диаметром 5—7 мм. и в количестве, по § 61 норм, не менее 3 шт. стержней на 1 погон. метр ширины.

По указанному § 61 норм, эта арматура, в местах пересечения с рабочей, должна быть с последней *надлежаще* (заметим — *надлежаще*) связана отоженной проволокой (толщина ее 1—2 мм.). Этой арматуре надо придавать большое значение, т. к. она:

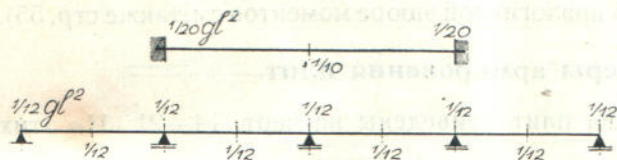


Черт. 9.

- 1) благодаря связи с рабочей арматурой, дает возможность сохранить требуемое расстояние между стержнями рабочей арматуры во время бетонирования;
- 2) способствует лучшему распределению нагрузки между рабочими стержнями;
- 3) особенно необходима при сосредоточенных и динамических нагрузках, и в этих случаях ставится возможно гуще и
- 4) служит против трещин в бетоне от усадки и температурных изменений.

(О распределительной арматуре см. еще стр. 57).

Хомуты в плитах не ставятся, т. к. скалывающие напряжения



Черт. 10 и 11.

здесь обычно меньше допускаемых, за исключением плит под фундаменты и плит с очень большой временной нагрузкой. Отгибы рабочей арматуры делаются

не столько из-за скалывающих напряжений, сколько для получения над опорой арматуры для отрицательных моментов.

Изгибающие моменты.

Изгибающие моменты в плитах, как и в балках, при равномерной нагрузке определяются так:

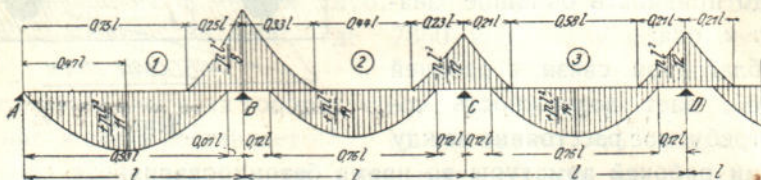
а) для плит однопролетных и частично заделанных—по черт. 10, где g —сумма постоянной и временной нагрузок.

Нулевые точки моментов принимаются в расстоянии примерно $1/5 l$ от опор.

б) для плит неразрезных, с частичной заделкой по концам, в ответственных случаях, а также и для предварительных проектов—по черт. 11, т. е. во всех пролетах и на всех опорах момент принимается равным $M = \frac{g l^2}{12}$. Нулевые точки моментов при этом считают расположенными в расстоянии примерно $1/5 l$ от опор. В ответственных же

случаях определение моментов производится с помощью уравнения трех или двух моментов (см. Тимошенко „Сопrotивление материалов“), а если пролеты равны или отличаются друг от друга не более, как на 20%, то с помощью таблиц Винклера, о которых см. стр. 40. (Подробности см. §§ 21—34 норм для железобетонных сооружений).

Полезной в этом отношении может быть эпюра моментов, показанная на черт. 12 и составленная применительно к немецким нормам. Из этой эпюры ясно видно расположение нулевых точек положительных и отрицательных моментов, а также и величины самых моментов.



Черт. 12.

Заметим, что здесь моменты в первом (крайнем) пролете и над опорой B больше, нежели в остальных пролетах. Поэтому, для разгрузки крайних пролетов, их делают иногда на 15—20% короче остальных.

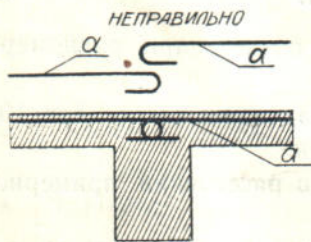
В этой эпюре следует обратить еще внимание на разные расстояния нулевых точек отрицательных и положительных моментов на опоре B и на остальных опорах. (Об аналогичной эпюре моментов см. также стр. 55).

Примеры армирования плит.

Примеры армирования плит приведены на черт. 14—21. Из этих примеров видно, что

а) в большинстве случаев арматура каждой плиты состоит из стержней одного и того же диаметра;

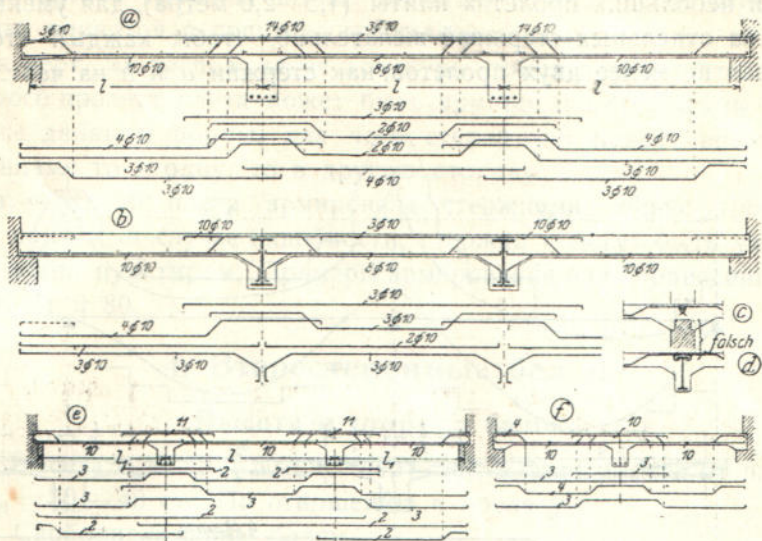
б) для большей жесткости конструкции, стержни одного пролета заводятся в соседние. Поэтому расположение арматуры, как показано на черт. 13 и 14-с, d, не рекомендуется, т. к. здесь стержни обрываются как раз над опорой, т. е. в том месте, где действуют наибольшие (отрицательные) моменты.



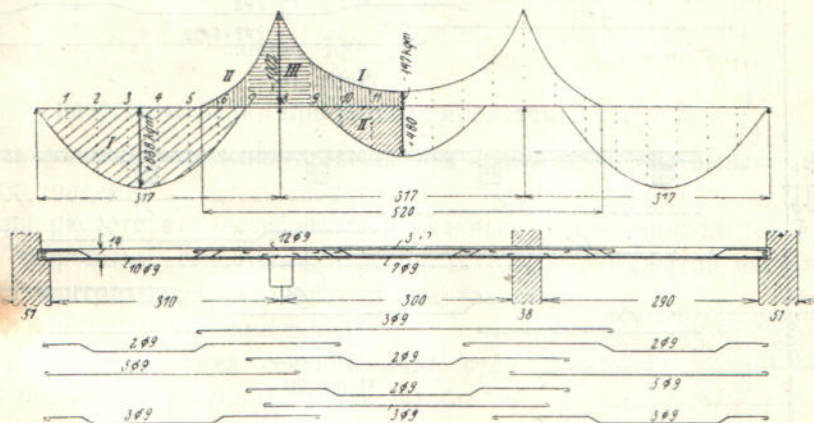
Черт. 13.

В плите на черт. 18 и 19, в пролете, кроме нижней арматуры, поставлена и верхняя. Эта арматура часто ставится даже и тогда (3—4 шт. на погонный метр плиты), когда это и не требуется расчетом, а именно, для лучшей защиты плиты от трещин при усадке бетона и температурных изменениях.

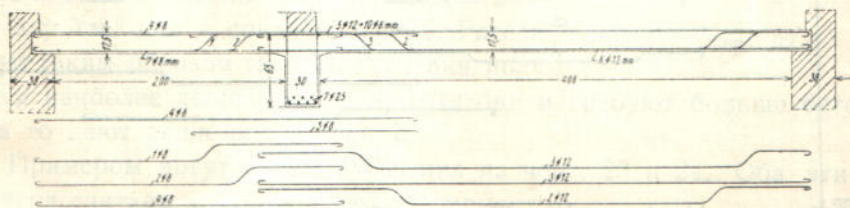
На черт. 15 и 18 приведены эпюры изгибающих моментов (M_{\max} и M_{\min}), а на черт. 18 и эпюра (ступеньчатая) внутренних моментов, о которой см. стр. 55.



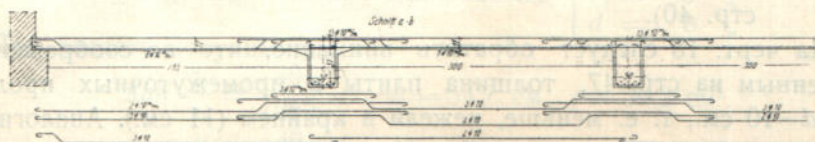
Черт. 14.



Черт. 15.

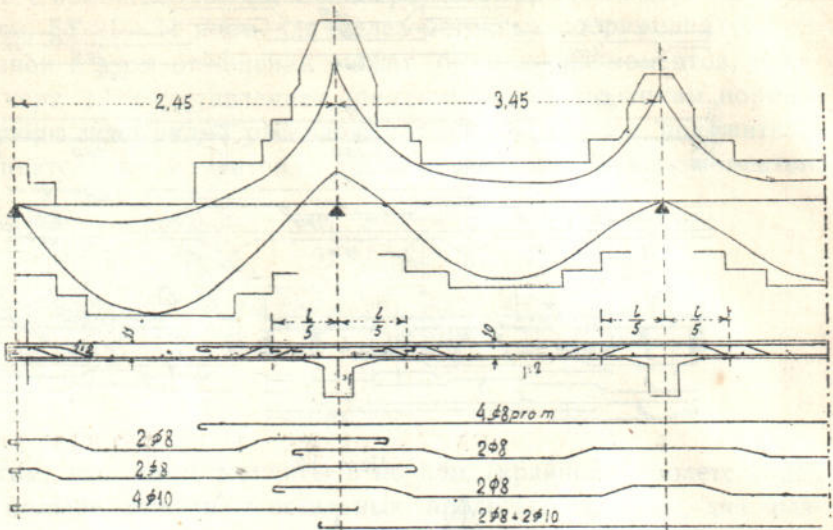
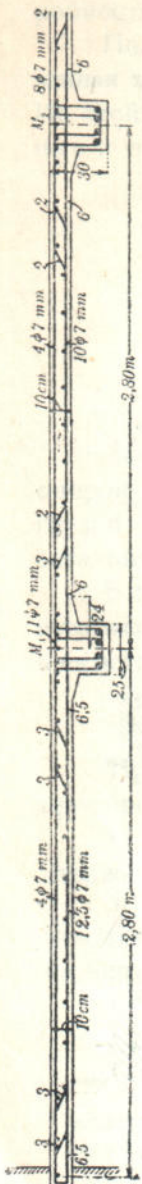


Черт. 16.

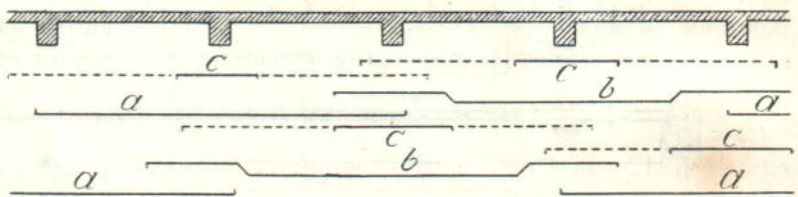


Черт. 17.

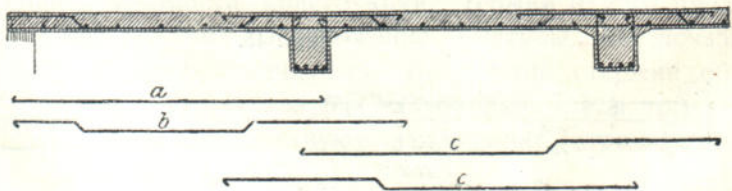
При небольших пролетах плиты (1,5—2,0 метра), для уменьшения количества отдельных стержней желательнее, чтобы каждый стержень захватывал не менее двух пролетов, как стержни *a* и *b* на черт. 20.



Черт. 18.



Черт. 20



Черт. 21.

На черт. 17—20 приведено армирование плит с количеством пролетов—четыре и более. (О таких плитах см. также стр. 40).

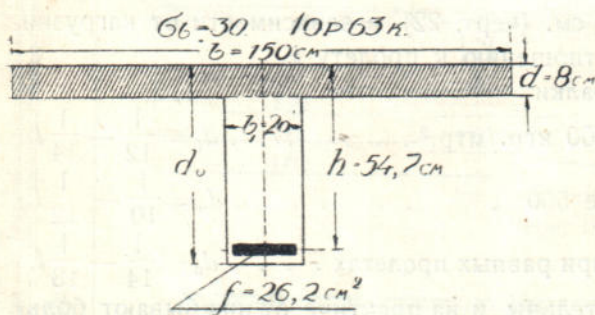
На черт. 18 следует обратить внимание, что по соображениям, изложенным на стр. 47, толщина плиты в промежуточных пролетах взята $d=10$ см., т. е. меньше, нежели в крайнем (11 см.). Аналогичное явление имеет место на черт. 17 и 41, где в крайнем пролете толщина плиты 12 см., а в остальных 11 и 10 см.

Т. е., как и следовало ожидать, первая балка требует больше бетона, но меньше железа. Стоимость этих балок на 1 погон. метр (цены см. стр. 45):

Первая балка ($\sigma_b = 30 \text{ кгр./см.}^2$)
 Бетон $0,4 \cdot 54,7 \cdot 20 = 4 \text{ р. } 38 \text{ к.}$
 Железо $24 \cdot 26,2 = 6 \text{ р. } 25 \text{ к.}$
 10 р. 63 к.

Вторая балка ($\sigma_b = 40 \text{ кгр./см.}^2$)
 Бетон $0,4 \cdot 42,5 \cdot 20 = 3 \text{ р. } 40 \text{ к.}$
 Железо $24 \cdot 34,6 = 8 \text{ р. } 30 \text{ к.}$
 11 р. 70 к.

Т. е. каждый погонный метр первой балки обойдется примерно



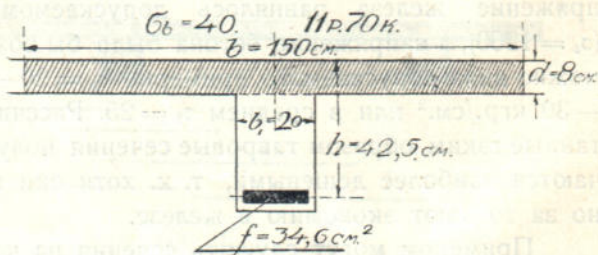
Черт. 23

на один рубль дешевле; в действительности, эта разница будет несколько меньше, т. к. первая балка, как более высокая, потребует больше опалубки.

Следует еще иметь в виду, что низкие балки дают большой прогиб, который может вызвать трещины. Поэтому рекоменду-

ется полезную высоту балки h (черт. 23) принимать не менее $\frac{1}{20}$ ее пролета (требование последних немецких норм; см. Залигер—Железобетон, стр. 628, изд. 1927 г.).

Заметим, что указанное выше правило о пониженном напряжении для бетона относится к расчету только тех сечений ребристой плиты, у которых сжатой частью является полка тавра (плита). Если же сжатой частью является низ ребра (чертеж 25; это имеет место при расчете на отрицательный момент), то в этом случае расчетным сечением будет прямоугольник, с высотой h , равной



Черт. 24.

высоте балки в этом сечении, и шириной b_1 , равной ширине ребра.

Для таких сечений всегда выгодно полностью использовать работу бетона на сжатие, т. е. надо принимать $\sigma_b = 40 \text{ кгр./см.}^2$.

Ширина ребра второстепенных балок $b_1 = 20-30 \text{ см.}$ Рекомендуется, а по § 57 путейских норм предписывается, принимать b_1 не менее 20 см.; и только в неответственных случаях (легкие перекрытия

и крыши) можно уменьшить ширину b_1 до 15 см. Во всяком случае, ширина балки должна быть такова, чтобы при ней можно было разместить арматуру, как указано на черт. 91.

Кроме того, эта ширина должна сообразоваться:

а) с величиной скалывающих напряжений, т. к. из формулы (А) на стр. 78 видно, что, чем больше ширина ребра b_1 , тем меньше скалывающие напряжения и б) с отрицательным моментом, т. к. при таком моменте работать на сжатие будет не верхняя полка тавра, а (заштрихованный на черт. 25) низ ребра.

Арматура.

Диаметр рабочей арматуры 10—30 мм. (по § 60 путевых норм не меньше 10 мм.), в зависимости от размеров балки.

Полезно иметь в виду таблицу, приведенную на стр. 6.

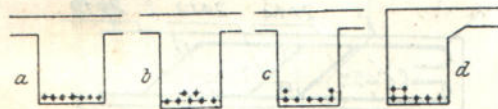
При проектировании надо стремиться, чтобы сечение растянутой арматуры составляло не более 2% сечения ребра (см. стр. 8 и 159).

Профиль железа (см. § 78 норм) предпочтительно применять круглый.

Рабочая арматура (черт. 26) укладывается не более, как в два ряда.

Укладка в три ряда допускается в исключительных случаях. Укладка по черт. 26-с лучше, нежели по черт. 26-б, в смысле сопротивления повороту балки при односторонней нагрузке.

По этим же соображениям рекомендуется укладка арматуры по черт. 26-д для односторонних ребристых плит.



Черт. 26.

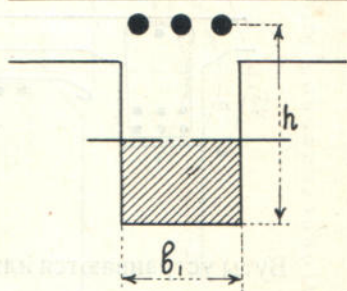
Типы хомутов представлены на черт. 27.

При небольшой ширине балки ставятся хомуты по черт. 27-е, т. е. каждый с двумя ветвями (двухсрезные). При большой ширине балки — по черт. 27-г, т. е. четырехсрезные и даже шестисрезные — черт. 27-д.

Чаще применяются хомуты по черт. 27-е, г. (С хомутах см. также стр. 86).

Отгибы рабочей арматуры делаются по черт. 29.

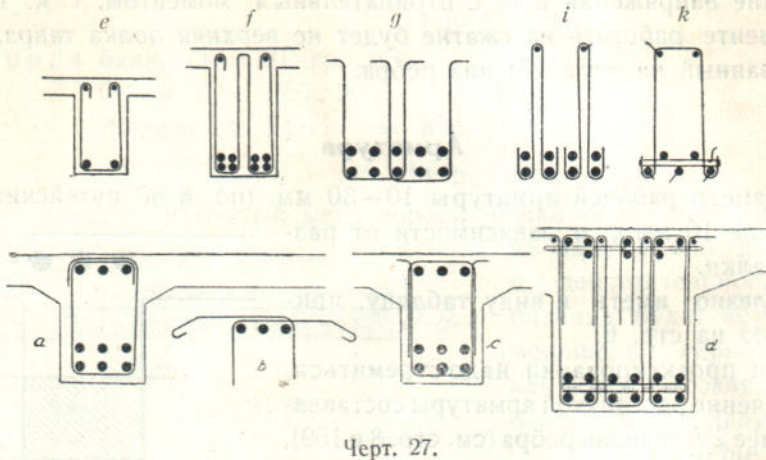
Не рекомендуется ставить все отгибы в одном месте, как на черт. 28, а лучше по чертежу 29. Желательно, чтобы вертикаль, проведенная через нижний загиб a одного стержня встречала верхний загиб c следующего; или, в крайнем случае, линия bd должна встречать следующий отгиб. У опор отгибы желательно располагать так, чтобы наклонная ef , проведенная над опорой, пересекала хотя бы один ближайший к опоре ряд отгибов.



Черт. 25.

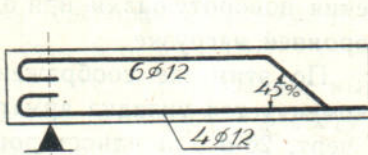
Для приблизительного определения полного расхода железа на балку (включая хомуты, крючки и отгибы) принимают:

- а) для свободнолежащих балок площадь f железа в сечении с наибольшим моментом и
- б) для неразрезных—1,3 до 1,4 f , где f —площадь железа в сечении с наибольшим положительным моментом.

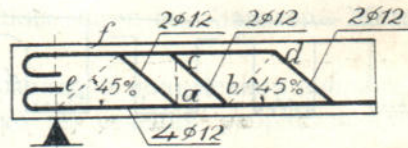


Черт. 27.

Вуты устраиваются или по черт. 30-а и б (см. также черт. 1-а на стр. 4), т. е. с увеличением у опоры только высоты балки, или по черт. 30-с и черт. 1-б на стр. 4, т. е. с увеличением у опор только ширины балки. Иногда делается и то и другое вместе (при больших моментах), и получают вут, показанный на черт. 30-д.



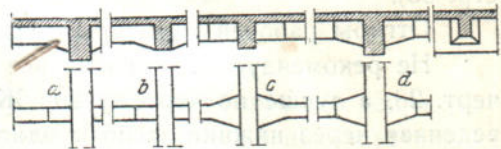
Черт. 28.



Черт. 29.

Примеры армирования второстепенных балок.

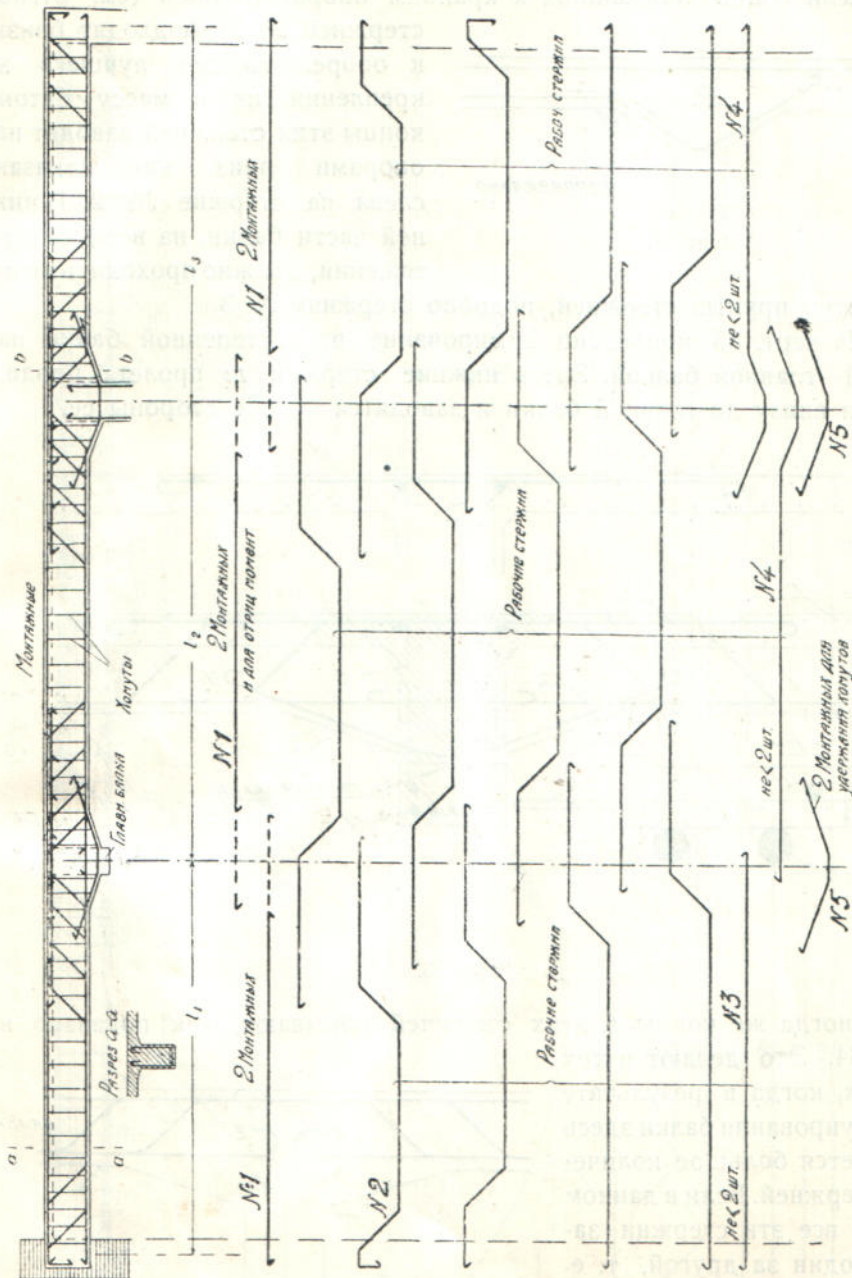
Пример армирования второстепенной балки приведен на черт. 31. Если верхняя арматура в пролете по расчету не нужна, то здесь все-таки ставится так называемая монтажная арматура (Montageeisen— см. стержни № 1), обычно в количестве двух стержней, диаметром 10—12 мм. Эта арматура необходима для удержания во время бетонирования хомутов и нижней арматуры в требуемом положении.



Черт. 30.

Такие же монтажные стержни (№ 5) в количестве не менее 2 штук ставятся и в нижней части балки над промежуточными опорами, незави-

симо от того, гребуются ли они здесь по расчету (на сжатие) или нет. Для получения здесь сжатой арматуры иногда нижние прямые стержни в пределах вута отгибаются, как показано на стержне № 4.

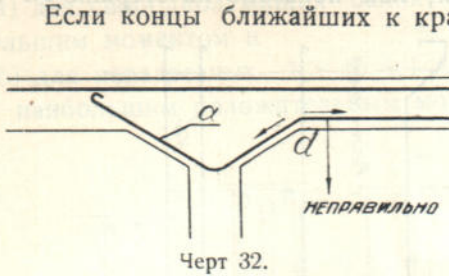


Черт. 31. Пример армирования второстепенной балки.

Но вообще такой отгиб не рекомендуется, т. к. (черт. 32), в случае действия в точке *d* такого стержня растягивающего усилия, как показано на чертеже стрелками, в этой точке возможно откалывание бетона.

Поэтому вместо указанного отгиба лучше поставить здесь соответствующее количество упомянуты хуже выше стержней № 5 черт. 31.

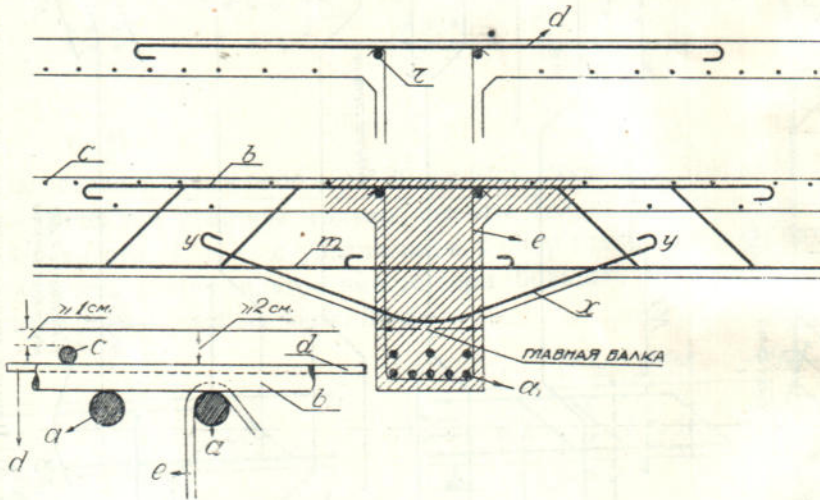
Для увеличения над промежуточными опорами (черт. 31) верхней арматуры можно продолжить монтажные стержни № 1, как показано на чертеже пунктиром.



Черт. 32.

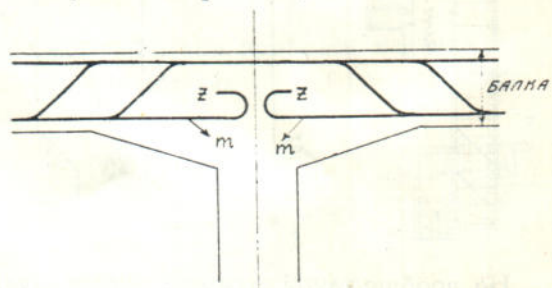
Если концы ближайших к крайним опорам отгибов (см. отгибы стержней № 2) подходят близко к опоре, то для лучшего закрепления их в массу бетона, концы этих стержней заводят над опорами вниз, как показано слева на стержне № 2. В нижней части балки, на всем ее протяжении, должно проходить не менее 2 штук прямых стержней, подобно стержням № 3.

На черт. 33 приведено армирование второстепенной балки над опорой—главной балкой. Здесь нижние стержни *m* пролета продолжают вниз до главной балки и заводятся по обе стороны ее.



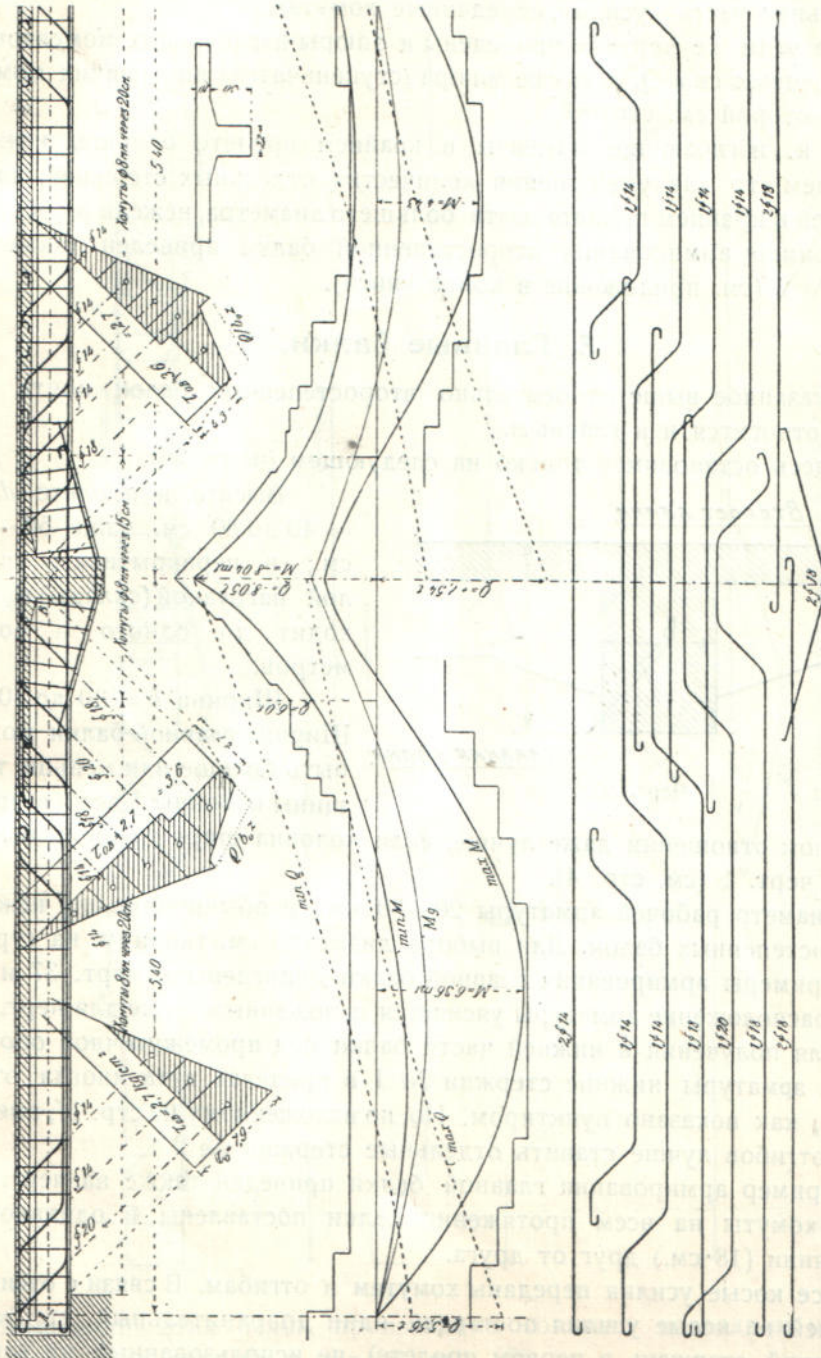
Черт. 33.

Иногда же концы *z* этих стержней обрезают, как показано на черт. 34. Это делают в тех случаях, когда в результате конструирования балки здесь получается большое количество стержней. Если в данном случае все эти стержни завести один за другой, т. е. как показано на черт. 33, то между стержнями могут сказаться настолько малые промежутки, что заполнение этих промежутков бетоном станет затруднительным или даже невозможным. Затем (черт. 33) внизу укладывается



Черт. 34.

не менее 2 штук упомянутых выше стержней x (монтажные стержни), хотя бы они и не требовались по расчету (на сжатие). Концы у этих стержней рекомендуется доводить до половины высоты второстепенной балки.



Черт. 35. Пример армирования второстепенной балки.

Пример армирования второстепенной балки приведен также на черт. 35. На этом чертеже представлена трехпролетная балка. Хомуты

над опорой поставлены в расстоянии 15 см. друг от друга, а на остальном протяжении через 20 см. На этом же чертеже приведены эпюры косых усилий (см. наклонные эпюры).

Заштрихованная часть этих эпюр дает усилия, отнесенные на отгибы, а остальная часть—усилия, переданные хомутам.

На этом же чертеже приведены и эпюры изгибающих моментов M и поперечных сил Q , а также эпюра (ступеньчатая) внутренних моментов, о которой см. стр. 87.

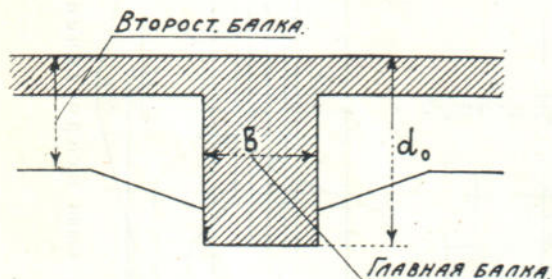
Т. к. изгибающие моменты в крайнем пролете больше, нежели в среднем, то для уменьшения количества отдельных стержней, часть стержней в крайнем пролете взята большего диаметра, нежели в среднем.

Пример армирования второстепенной балки приведен также на листе № 2 (см. приложения в конце книги).

5. Главные балки.

Сказанное выше относительно второстепенных балок почти целиком относится и к главным.

Здесь остановимся только на следующем (черт. 36).



Черт. 36.

Высота в пролете $d_0 = 40$ до 80 см., чаще $50—70$ см.; в перекрытиях с тяжелой нагрузкой (склады) d_0 доходит до одного и более метров.

Ширина $b = 30$ до 40 см. Ширина главной балки может быть больше или меньше толщины колонны. Часто в архитектурном отношении даже лучше, если колонна шире главной балки,

как на черт. 1 (см. стр. 4).

Диаметр рабочей арматуры $20—30$ мм., и обычно больше, нежели у второстепенных балок. Для выбора диаметра см. таблицу на стр. 6.

Примеры армирования главной балки приведены на черт. 37 и 38. Здесь расположение арматуры уясняется изложенным выше для черт. 31.

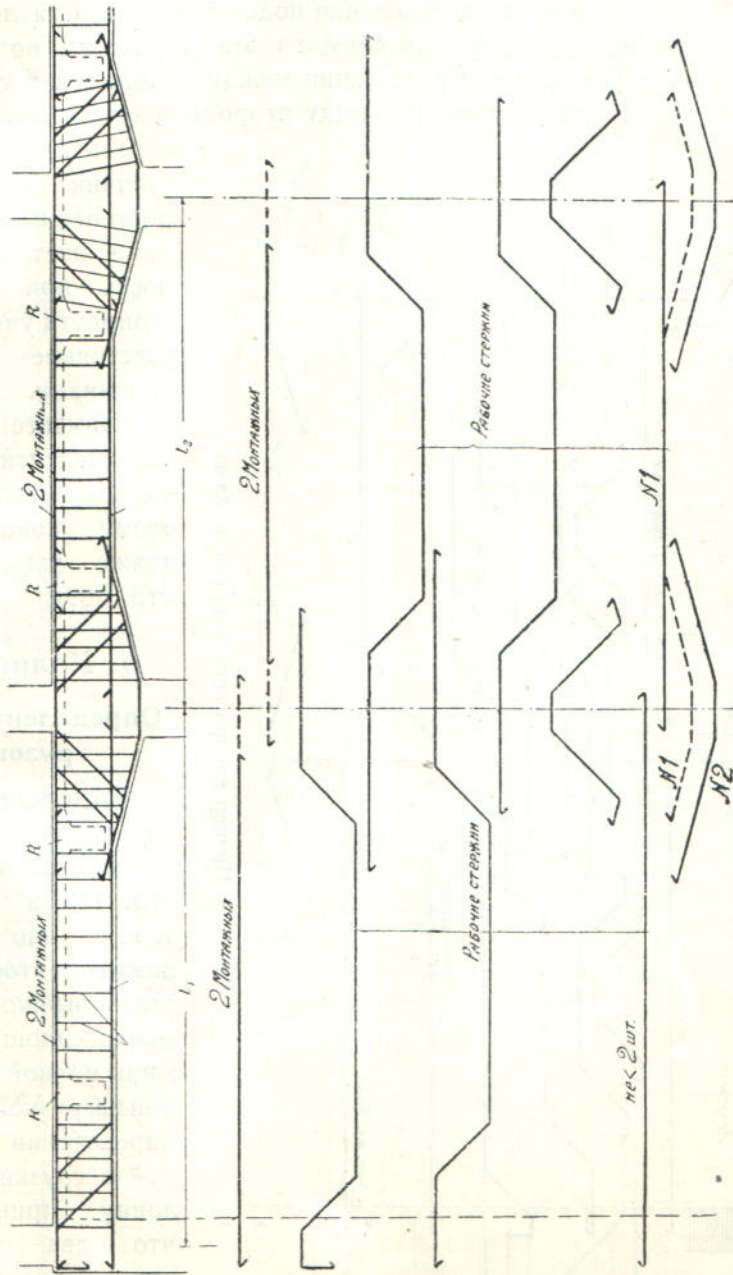
Для получения в нижней части балки над промежуточной опорой сжатой арматуры нижние стержни № 1 в пределах вута иногда отгибаются, как показано пунктиром. Но, по изложенному на стр. 17, вместо таких отгибов лучше ставить отдельные стержни № 2.

Пример армирования главной балки приведен также на черт. 39. Здесь хомуты на всем протяжении балки поставлены в одинаковом расстоянии (18 см.) друг от друга.

Все косые усилия переданы хомутам и отгибам. В связи с отгибом стержней на косые усилия поставлен один дополнительный стержень a (средний стержень в первом пролете), не использованный на изгиб. В первом пролете, кроме нижней, поставлена и верхняя арматура, хотя по расчету, как это видно из приведенной на том же чертеже эпюры

изгибающих моментов, она и не требуется. Диаметр хомутов над опорой толще (10 мм.), нежели в пролете (8 мм.).

Примеры армирования балок приведены также на черт. 104 и 105.



Черт. 37. Пример армирования главной балки.

Армирование этих балок произведено согласно последним немецким нормам. (Подробности о них см. стр. 82).

В заключение (черт. 40 и 41) приведен чертеж главной балки и плиты из проекта междуэтажного перекрытия.

Заканчивая указания относительно балок, заметим, что вопрос о наиболее выгоднейшем расположении их решается путем составления сравнительных смет, в которых надо принимать во внимание и стоимость колонн.

Probst на основании подсчетов стоимости перекрытий приходит к выводу, что эта стоимость возрастает с увеличением расстояния между колоннами и с увеличением расстояния между второстепенными балками.

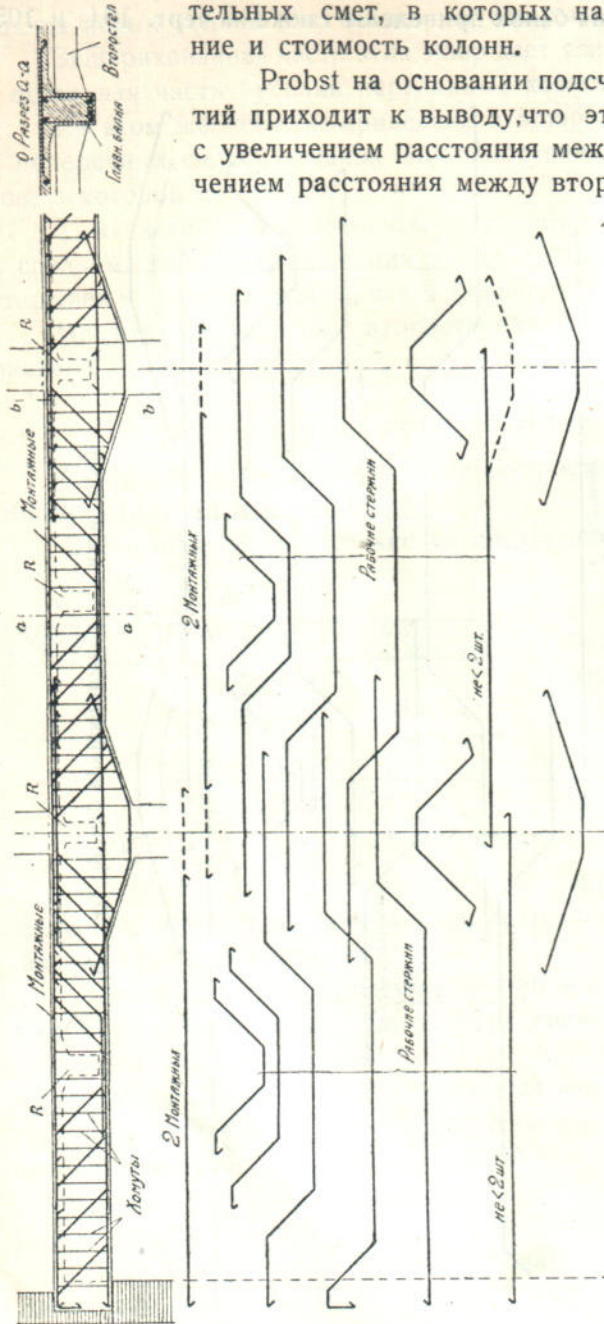
Уменьшение расстояния между второстепенными балками дает возможность при той же стоимости увеличить расстояние между колоннами.

Наименее экономны квадратные плиты перекрытия. (По этому поводу см. также таблицу на стр. 209).

6. Колонны.

Определение нагрузок.

Расчетная нагрузка устанавливается по изложенному на стр. 183, а именно: т. к. трудно предположить, чтобы все этажи были одновременно сплошь загружены полной временной нагрузкой, то при определении расчетной нагрузки на колонну принимают, что два верхние этажа и чердачный,



Черт. 38. Пример армирования главной балки.

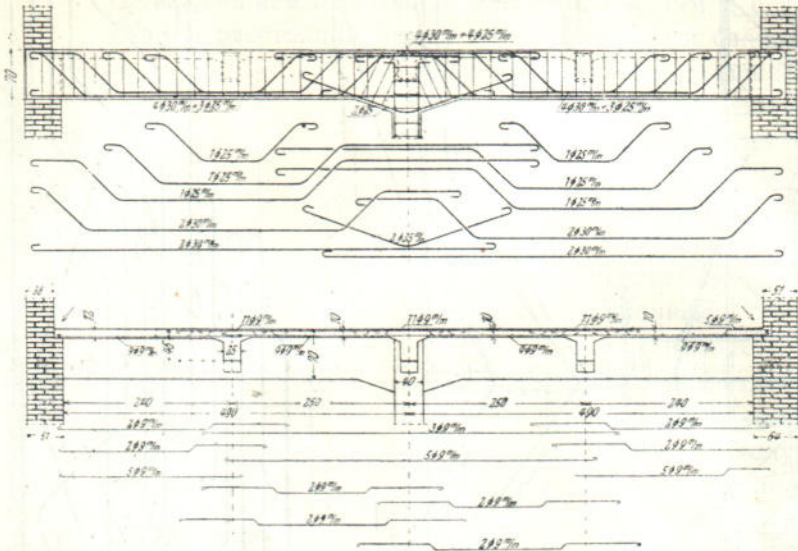
если таковой имеется, загружены полностью, а последующие:

3-й этаж сверху	—75%	полной	приходящейся	на него	нагрузки
4-й "	"	60%	"	"	"
5-й и остальные	40%	"	"	"	"

Проверка на продольный изгиб.

Если $\frac{l}{a} > 15$, то, по § 51 норм, обязательна проверка колонны на продольный изгиб; здесь l —расчетная длина колонны, а a —наименьший размер ее поперечного сечения (черт. 42).

Вводимая в расчет длина l зависит от того, как заделаны концы



Черт. 40 и 41.

колонны. Напр., при частичной заделке этих концов, по § 51 норм, можно принимать $l = 0,70 l_1$, где l_1 —действительная длина колонны.

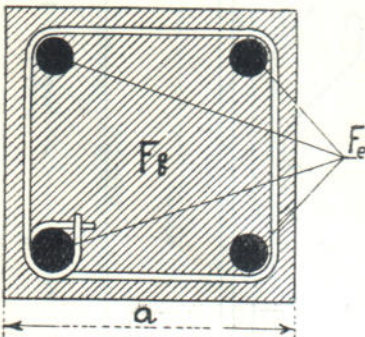
В междуэтажных перекрытиях концы колонн обычно частично заделаны, но в запас прочности за расчетную длину принимают не $0,70 l_1$, как указано выше, а всю длину l_1 .

В немецких нормах (1925 г.) по этому поводу сказано так: „за расчетную высоту стоек в гражданских сооружениях принимают всегда полную высоту этажа“ (см. Залигер, стр. 629, изд. 1927 г.).

По § 35 норм, в особо ответственных случаях (мосты) требуется принимать во

внимание также изгиб, вызываемый действием балок на колонны. Но в § 44 норм сказано, что если этот изгиб во внимание не принимается, то допустимое напряжение бетона понижается на 25%.

При учете изгиба величины моментов определяются, как указано в упомянутом выше § 35 норм. В немецких нормах по этому поводу указывается, что в обычных гражданских сооружениях промежуточные колонны, жестко связанные с железобетонными балками, следует вообще

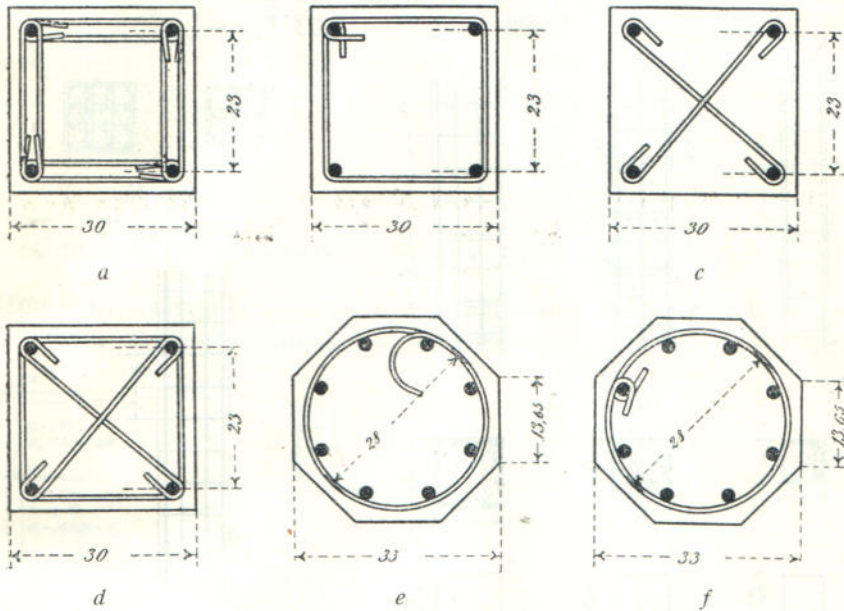


Черт. 42.

рассчитывать только на осевое давление. В крайних колоннах, как подверженных всегда односторонней нагрузке, учитывается и действие момента. (Подробности об этом см. немецкие нормы в книге „Железобетон“ Залигера, стр. 636).

Поэтому на практике в обыкновенных случаях колонн учет изгиба не производится; в крайнем случае, берут несколько меньшие напряжения бетона, а в менее сильных колоннах (см. верхние этажи на черт. 47) увеличивают еще процентное содержание продольной арматуры.

Заметим, что допускаемое напряжение бетона на центральное сжатие вообще принимается меньше допускаемого напряжения бетона



Черт. 43.

на изгиб. Напр., если по § 45 норм допускаемое напряжение на сжатие при изгибе принято $\sigma_b = 40$ кгр./см², то для той же марки бетона допускаемое напряжение на центральное сжатие (см. § 44 норм) принимают $\sigma_b = 35$ кгр./см², т. е. примерно на 10% меньше.

Толщина колонн. Арматура.

Наименьшая толщина колонн (по § 57 путейских норм) 20 см., и только в неответственных случаях допускается 15 см. (Для выбора диаметра арматуры см. таблицу на стр. 6). При небольших поперечных сечениях (до $b=40$ см. на черт. 44) достаточно 4 продольных стержня, установленные по углам. В более толстых колоннах, помимо угловых, ставят еще (черт. 44) и промежуточные стержни.

Хомуты устраиваются по одному из типов на черт. 43, из них чаще по черт. 43-б, т. к. эти хомуты просты в работе, а в конструктивном отношении, как показали опыты, не хуже остальных.

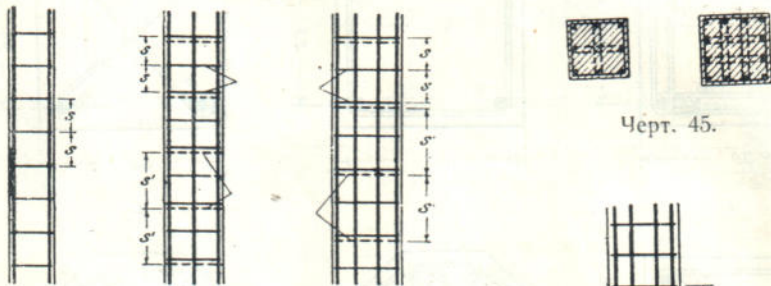
Для лучшей защиты продольной арматуры от выпучивания (черт 44), помимо хомутов b , ставят иногда еще хомуты a . Расстояние между этими хомутами примерно в 2—3 раза больше расстояния хомутов b .

Устройство хомутов по черт. 45 не рекомендуется, т. к. такие хомуты затрудняют бетонирование и кроме того способствуют отделению щебня от остальной массы во время падения бетона сверху в формы.

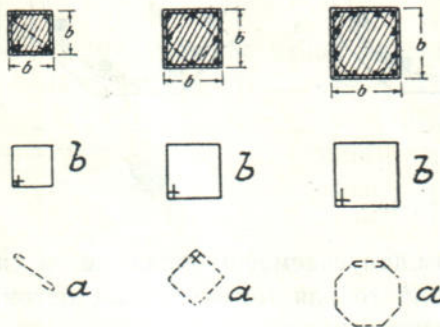
На черт. 46 приведено устройство хомутов для восьмигранной и круглой колонны.

Сечение продольной арматуры F_a должно быть, по § 49 норм, не больше 3% и по практическим соображениям не меньше 0,8% от всего бетонного сечения F_b колонны, т. е. должно быть

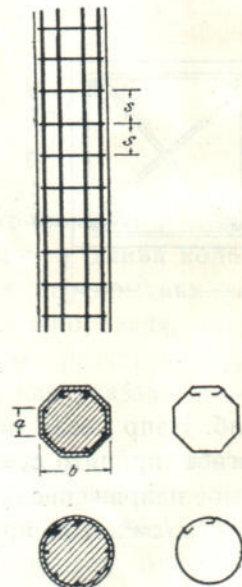
$$0,008 F_b < F_a < 0,03 F_b$$



Черт. 45.



Черт. 44.



Черт. 46.

Наименьший предел (0,8%) обусловлен возможностью работы колонны на изгиб от действия на нее лежащих на ней прогонов.

Наибольший (3%)—тем, что формулы, по которым производится расчет колонны дают, как показывают опыты, удовлетворительные результаты при %-ном содержании продольной арматуры не свыше 3%.

При %-ном содержании продольной арматуры свыше 3% сопротивление колонны в действительности меньше получаемого по расчетным формулам. Наиболее экономное %-ое содержание арматуры 0,8—1,2%.

При выборе процентного содержания железа и допускаемого напряжения бетона полезно руководствоваться следующим.

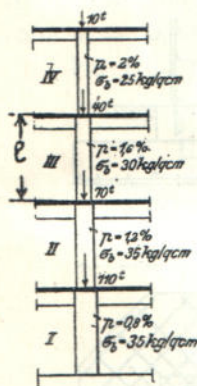
Колонны верхних этажей обычно имеют меньшие поперечные размеры, нежели колонны нижних этажей, и потому они больше подвержены изгибу от действия лежащих на них балок. Поэтому для колонн верхних этажей процентное содержание арматуры берут больше, нежели для нижних, а допускаемое напряжение бетона уменьшают, как показано на черт. 47, на котором показано также уменьшение (примерное) по этажам и процентного содержания продольной арматуры.

В этом отношении может быть полезной также следующая таблица, дающая зависимость процентного содержания продольной арматуры от толщины колонны.

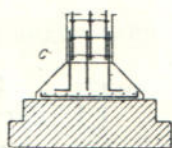
Наименьший размер поперечного сечения колонны	% содержание продольной арматуры F_e
$a = 25$ см.	2—3%
$a = 25 - 35$ см.	1—1,5
$a = 35$ см. и более.	1%, но не менее 0,8%

Соединение колонн с фундаментом и по этажам.

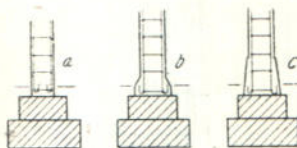
Примеры соединения колонны с фундаментом показаны на черт. 48—55. Если колонна опирается на бетонный фундамент, то низ ее



Черт. 47.



Черт. 48.



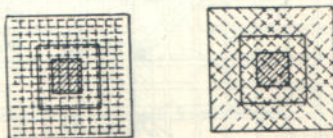
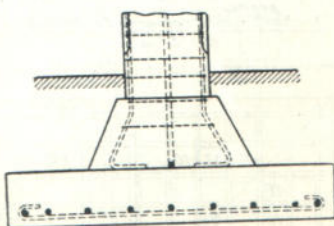
Черт. 49.

уширяется, и устройство по черт. 49-а не рекомендуется. (О фундаментах под колонны см. также стр. 127).

Соединение между собой колонн по этажам производится по черт. 56, т. е. продольная арматура нижнего этажа пропускается не менее, как на $20d$ (где d — диаметр продольной арматуры) в верхний этаж, и уже к ней присоединяется арматура этого

(т. е. верхнего) этажа.

В последнее время соединение колонн по этажам делают по черт. 57, т. е., чтобы не отгибать продольные стержни b при переводе их из колонны нижнего этажа в колонну верхнего, ставят короткие стержни a длиной $40-50d$; (т. к. здесь стержни работают только, или главным образом, на сжатие, то можно считать достаточным, когда стержни заходят один за

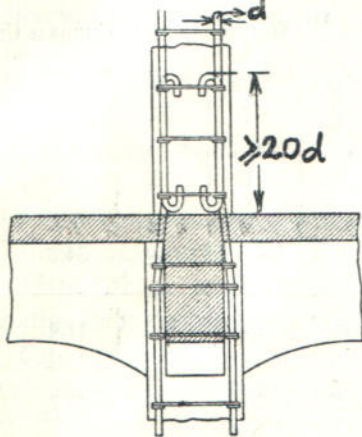


Черт. 50.

Сравнение колонн с хомутами и со спиральной обмоткой.

Для сравнительной оценки колонн с хомутами и со спиральной обмоткой на следующей странице приведена соответствующая таблица.

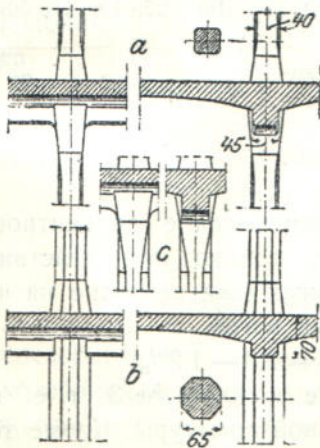
Все колонны этой таблицы рассчитаны на одну и ту же нагрузку $P = 100$



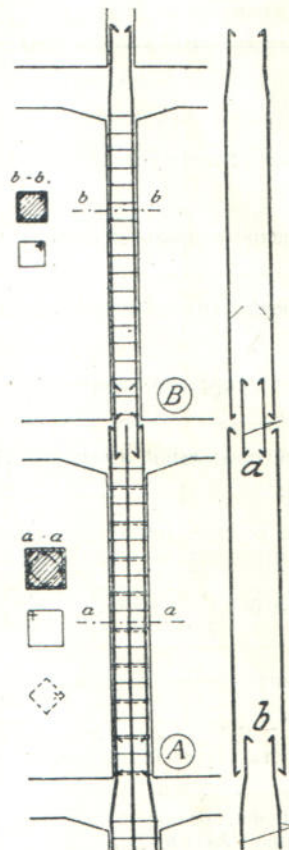
Черт. 56.

тонн, при допускаемом напряжении бетона $\sigma_b = 35 \text{ кг/см}^2$.

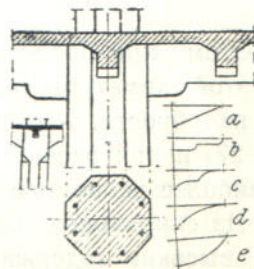
Из этой таблицы видно следующее.



Черт. 59 и 60.



Черт. 57



Черт. 58.

1) Самой дешевой оказывается колонна № 1 с хомутами.

2) Из двух колонн с хомутами (№ 1 и 2) дешевле та колонна, у которой меньше процентное содержание (b) продольной арматуры.

К этому результату можно прийти также, если иметь в виду сказанное далее на стр. 46, что в смысле работы на сжатие 1 см^2 железа лучше бетона в 15 раз, а дороже его в 60 раз.

Т а б л и ц а.

Нагрузка на колонну $P = 100$ тонн; допускаемое напряжение бетона на сжатие $\sigma_b = 35$ кгр./см²
 Все колонны восьмигранные.

№ № колонн	1	2	3	4
Поперечная арматура	Хомуты	Хомуты	Спираль	Спираль
Отношение спиральной арматуры к продольной $\alpha = \frac{F_s}{F_e}$	—	—	3	1
Процентное содержание продольной арматуры . . .	1	3	1	2,4
Сечение спиральной арматуры в см. ² F_s	—	—	34,3	28,1
Сечение продольной арматуры в см. ² F_e	25	59,1	11,4	28,1
Полное сечение арматуры в см. ² $F_s + F_e$	25	59,1	45,7	56,2
Сечение бетона в см. ² F_b	2500	1990	1620	1660
Наружный размер колонны в см.	55	49	44,1	44,6
Стоимость 1 пог. метра колонны (цены см. стр. 46) .	16р.	22р.10к.	17р.50к.	20 р.
Уменьшение размеров колонны по сравнению с колонной № 1 в %	—	-12	-20	-19
Увеличение стоимости по сравнению с колонной № 1 .	—	+38	+11	+25

Поэтому при проектировании колонн высокое процентное содержание этой арматуры надо применять только при действительной в этом надобности, т. е. в верхних этажах (как показано на черт. 47, на стр. 27) и при расчете на продольный изгиб.

Наиболее экономное содержание $b = 0,8 - 1,2\%$.

3. Из спиральных колонн дешевле колонна № 3, т. е. колонна с более высоким содержанием спиральной арматуры. Кроме того, эта колонна при меньшем общем содержании железа (45,7 см.²) дает в то же время и меньшие наружные размеры. Следовательно, при проектировании выгоднее брать больше железа (F_s) на спираль, нежели на продольную арматуру (F_e)¹⁾.

Это видно также из формулы (B) на стр. 122, т. к. в ней переводной коэффициент для спиральной арматуры ($k = 36$) в 2,4 раза больше переводного коэффициента для продольной арматуры ($n = 15$),

1) Но по § 50 норм F_s должно быть не более $3 F_e$.

т. е. принимается, что, в смысле работы 1 см.^2 спиральной арматуры лучше 1 см.^2 продольной в 2,4 раза.

4. Из сравнения колонн с хомутами и спиральных видно, что спиральная колонна № 3 обходится на 11% дороже колонны № 1 с хомутами; но зато она дает (на 20%) меньшие наружные размеры.

5. Если в спиральной колонне № 3, не меняя в ней наружные размеры и сечение железа ($45,7 \text{ см.}^2$), заменить спираль хомутами, то допускаемая нагрузка на такую колонну будет по формуле (A) стр. 117.

$$P = 35 (1620 + 15 \cdot 45,7) = 81 \text{ тонна, — вместо прежней } P = 100 \text{ тонн,}$$

$$\text{т. е. на } \frac{100 - 81}{100} \text{ или } 19\% \text{ меньше,}$$

нежели при спиральной обмотке.

Такой результат следует из сравнения формул (A) и (B) на стр. 117 и 122 т. к. в формуле (A) для всего железа переводной коэффициент к бетону берется $n = 15$, а в формуле (B) такой коэффициент берется только для продольной арматуры, а для остального железа принимается коэффициент $k = 36$.

6. Если в спиральной колонне № 3 оставить без изменения наружные размеры, то для увеличения допускаемой нагрузки надо увеличить сечение арматуры. Но такое увеличение, согласно § 50 норм, возможно только до предела

$$F_i = 2 (F_b)^{1/2} = 2 \cdot 1620 = 3240 \text{ см.}^2 \dots (C),$$

где F_b сечение бетона, а F_i полная, приведенная к бетону площадь сечения колонны.

Тогда

$$P_{\text{max}} = \sigma_b \cdot F_i = 35 \cdot 3240 = 115 \text{ тонн.}$$

Т. е. увеличением железа можно увеличить допускаемую нагрузку не более, как на

$$\frac{115 - 100}{100} \text{ или } 15\%.$$

7. Температурные швы.

В железобетонных сооружениях часто появляются трещины, вызванные колебаниями температуры и усадкой бетона во время его твердения, особенно в сухом воздухе.

Чтобы по возможности устранить появление таких трещин, делаются сквозные разрезы—температурные швы на расстоянии, по § 57 норм, не более 30 мтр. и в исключительных случаях не более 40 метров друг от друга.

¹⁾ Согласно § 50 норм, вместо выражения (C) надо было бы взять

$$F_i = 2 (F_b + 15 F_e)$$

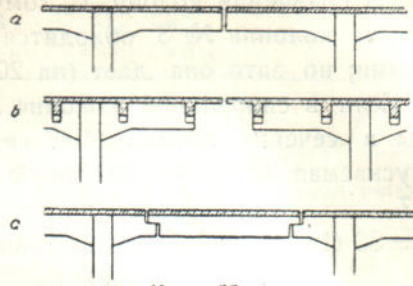
где F_e —сечение продольной арматуры. Но, в виду сравнительно небольшого влияния члена $2.15 F_e$, для упрощения, этой величиной пренебрегаем.

Эти разрезы должны фактически проходить в сооружении сверху до низу и обеспечивать свободу движения разделенных частей.

Такие разрезы по окончании бетонирования, в результате усадки

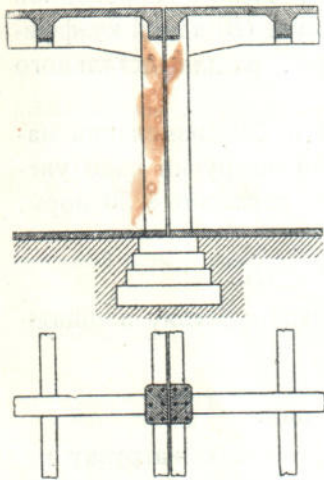


Черт. 61.

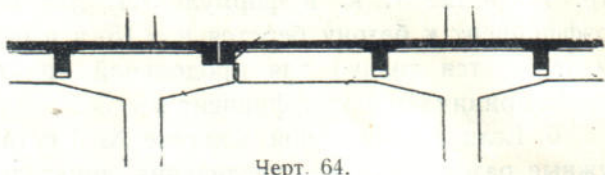


Черт. 62.

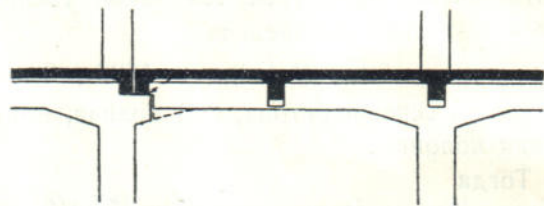
бетона при его твердении, расширяются. Поэтому для температурного шва достаточна ширина в несколько миллиметров.



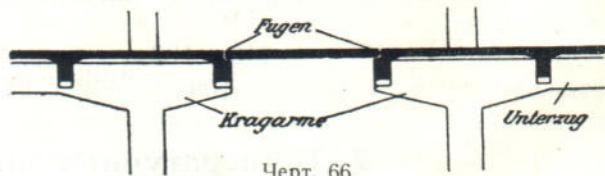
Черт. 63.



Черт. 64.



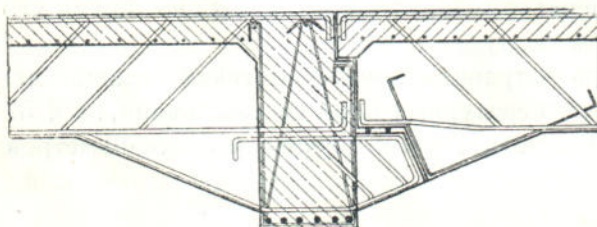
Черт. 65.



Черт. 66.

Обычно, для получения таких швов, во время бетонирования

в соответственных местах закладывают двойной слой толя, картонные

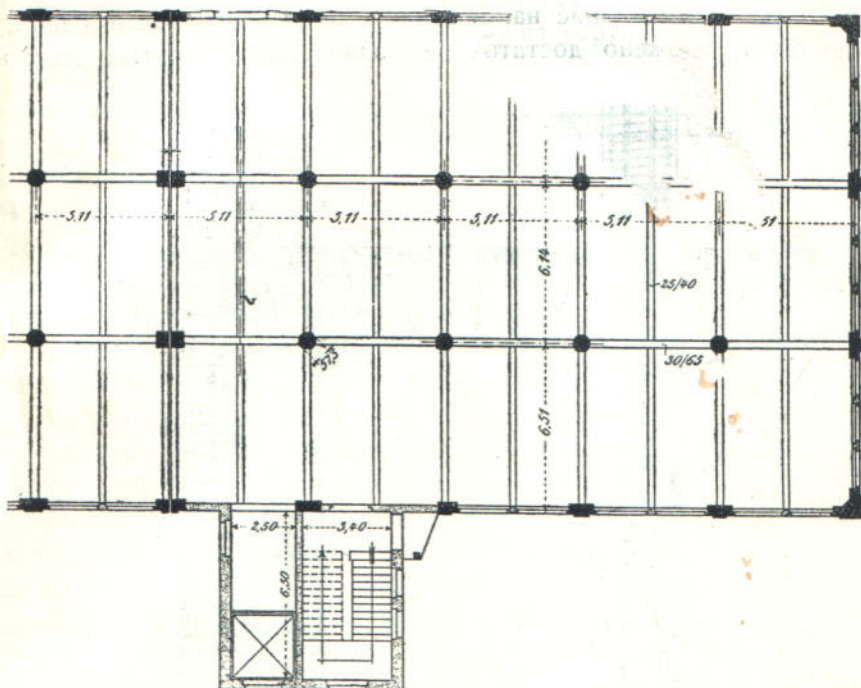


Черт. 67

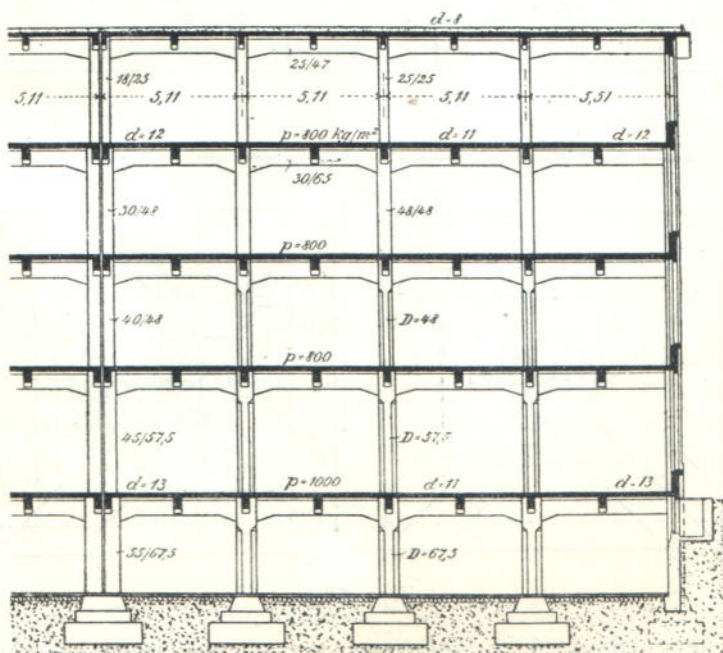
листы или чаще тонкие доски ($\frac{3}{4}$ "—1"). Но надо следить, чтобы последние, т. е. доски, после бетонирования вынимались, т. к. иначе разделенные части сооружения не смогут свободно перемещаться.

Примеры устройства температурных швов показаны на черт. 61—69.

На черт. 67 показано устройство шва в второстепенной балке у места примыкания ее к главной балке. Чтобы вполне обеспечить



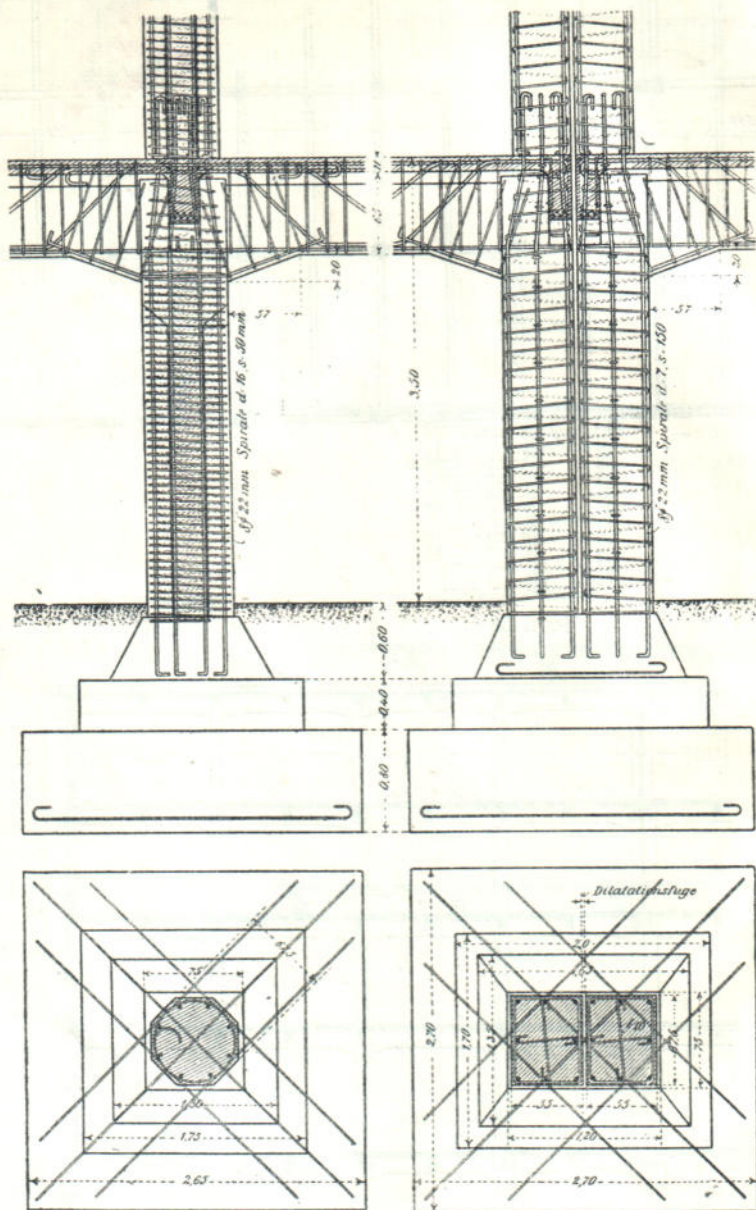
Черт. 68-а.



Черт. 68-б.

свободу движения разделенных частей здесь на поддерживающую часть

второстепенной балки уложены круглые стержни между двумя плитами из котельного железа толщиной 2—3 мм. Особое внимание здесь надо обращать на скалывающие напряжения в консольной части балки, где должно быть заложено достаточное количество отогнутых стержней.



Черт. 68-с.

На черт. 68-а, б, с показано устройство температурного шва в многоэтажном здании.

На черт. 68-а показан план здания с расположением шва. На черт. 68-б представлен поперечный разрез этого здания, причем видно

что температурный шов проходит через все здание до фундамента, где шов уже не нужен, т. к. в грунте температура меняется мало. Еще яснее устройство этого шва видно на черт. 68-с.

На черт. 69 показан температурный шов с выносной арматуры. Здесь

на горизонтальном участке шва укладывается толь или листовое железо; поверхность бетона на этом участке должна быть возможно гладкой для свободного движения разделенных частей. В остальные же промежутки между разделенными частями закладываются доски ($\frac{3}{4}$ —1"), которые по затвердении бетона вынимаются. Полученный промежуток заполняется каким либо упругим материалом (смола, древесные опилки с цементным раствором, асфальт и т. д.).

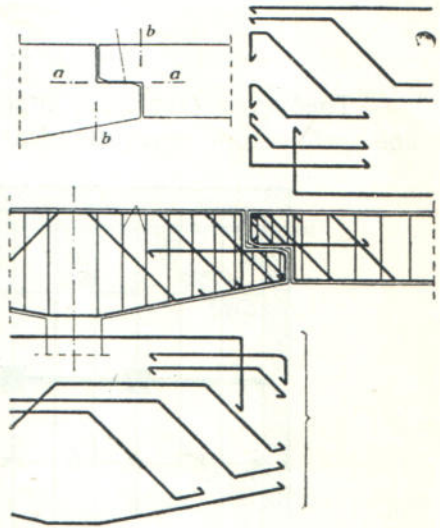


Черт. 70.

На черт. 70 показано устройство температурного шва в наружных колоннах здания. Здесь, для лучшей защиты помеще-

ния против проникания в него через шов наружного воздуха, последний имеет ломанное очертание.

В заключение заметим, что указанные выше швы устраиваются не только для того, чтобы обеспечить сооружению возможность свободного изменения длины при температурных изменениях или усадке бетона, но также и на случай сдвигов отдельных частей сооружения при неравномерной осадке грунта. Устройство такого шва показано на черт. 69. Расчет температурного шва приведен на стр. 141.

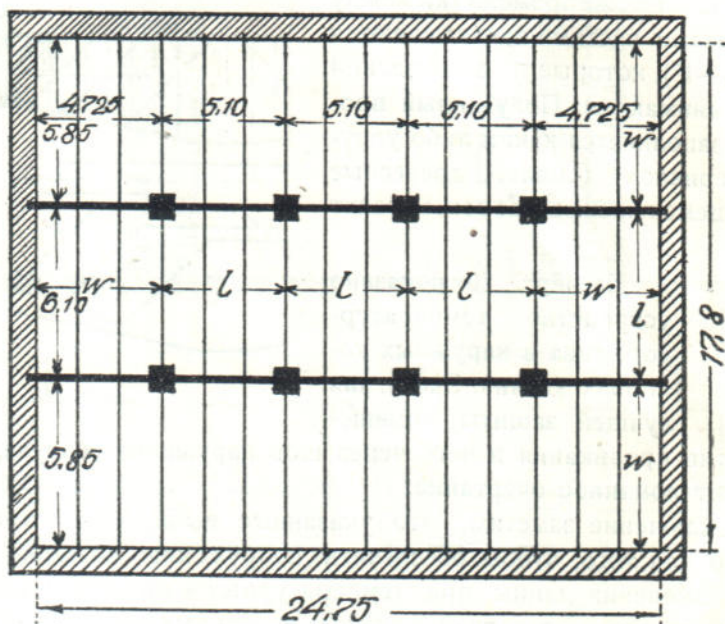


Черт. 69.

II. Расчет перекрытия.

1. Задание.

Требуется (черт. 71) спроектировать междуэтажное железобетонное (ребристое) перекрытие для фабричного здания.



Черт. 71.

Временная нагрузка с учетом возможных сотрясений: 1100 кгр./метр².

Допускаемые напряжения принимаем:

для бетона на сжатие при изгибе $\sigma_b = 40$ кгр./см²

для железа на растяжение $\sigma_s = 1200$ кгр./см².

В каждом частном случае временная нагрузка устанавливается по таблице нагрузок, приведенной на 52 стр. норм по железобетону и на стр. 182 настоящей книги. Обращать внимание на учет динамических нагрузок; (см. стр. 184).

О допускаемых напряжениях см. §§ 44—46 норм.

2. Определение расчетных пролетов.

Прежде чем приступить к расположению балок в плане (черт. 71) надо прочесть изложенное по этому поводу на стр. 22 и выше. Здесь

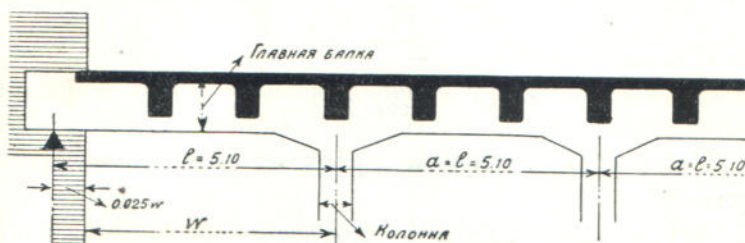
же заметим только, что наиболее ходовые пролеты для главных балок 4—6 мтр., второстепенных 5—7 мтр.

Размеры помещения в свету $17,8 \times 24,75$ мтр. Расположение балок принимаем по черт. 71. Т. е. главные балки (на черт. 71 обозначены жирной линией) располагаем вдоль длинной, а второстепенные — вдоль короткой стороны помещения.

Расчетные пролеты определяются таким образом.

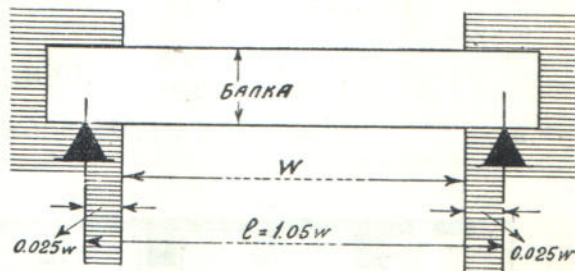
Главные балки.

За расчетный пролет l главной балки в промежуточных пролетах, согласно § 32 норм, принимаем (черт. 72) расстояние a между осями колонн.



Черт. 72.

Относительно крайних пролетов (пролет w на черт. 72) в наших нормах определенных указаний нет. Поэтому руководствуемся немецкими нормами. В § 10 этих норм (см. Залигер, Железобетон, стр. 634, изд. 1927 г.) сказано, что за расчетный пролет балки (черт. 73) при особенно длинных опорах принимается расстояние w между опорами в свету, увеличенное на 5%. Т. е. с каждой стороны прибавляется по $2\frac{1}{2}\%$ или $0,025 w$. Исходя из этого, за расчетный пролет главной балки в крайнем ее пролете принимаем (черт. 72)



Черт. 73.

$$l = w + 0,025 w = 1,025 w$$

откуда

$$w = \frac{l}{1,025} = 0,975 l.$$

Колонны располагаем так, чтобы все расчетные пролеты были между собой равны. Тогда из черт. 71 и 72

$$24,75 = 2 w + 3 l = 2 \cdot 0,975 l + 3 l = 4,95 l$$

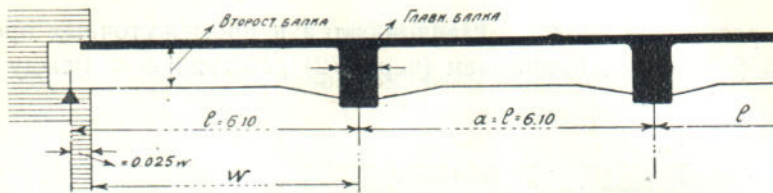
откуда

$$l = \frac{24,75}{4,95} = 5,10 \text{ мтр.}$$

и $w = 0,975 l = 0,975 \cdot 5,10 = 4,725 \text{ мтр.}$

Второстепенные балки.

Аналогично предыдущему, за расчетный пролет l второстепенной балки в крайних пролетах (черт. 74) принимаем



Черт. 74.

$$l = w + 0,025 w = 1,025 w$$

откуда

$$w = \frac{l}{1,025} = 0,975 l.$$

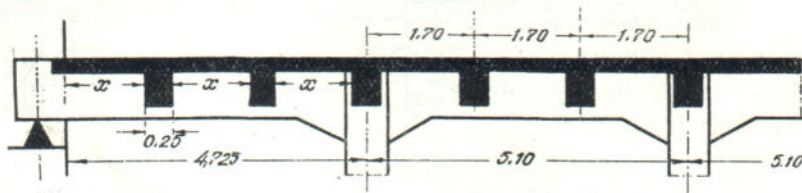
В остальных пролетах за расчетный пролет принимаем расстояние a между осями главных балок, которые располагаем так, чтобы все расчетные пролеты были между собой равны. Тогда из черт. 71

$$17,8 = 2 w + l = 2 \cdot 0,975 l + l = 2,95 l$$

откуда

$$l = \frac{17,8}{2,95} = 6,10 \text{ мтр.}$$

и $w = 0,975 l = 0,975 \cdot 6,10 = 5,85 \text{ метр.}$



Черт. 75.

Второстепенные балки в крайних пролетах ставим так, чтобы расстояние между ними в свету было одно и то же. Ширина второстепенной балки, как увидим ниже, $b = 0,25 \text{ мтр.}$

Тогда из черт. 75

$$3x + 2,5 \cdot 0,25 = 4,725$$

$$x = \frac{4,725 - 2,5 \cdot 0,25}{3} = 1,37 \text{ мтр.}$$

Т. е. здесь расстояния между второстепенными балками будут несколько меньше (на 8 см.), нежели в промежуточных пролетах. Но, в виду незначительной разницы, это существенного значения не имеет.

Если отдельные пролеты главных или второстепенных балок неодинаковы, то в этом случае за расчетный пролет балки в крайних пролетах, по предыдущему, можно принимать

$$l = 1,025 w$$

откуда

$$w = 0,975 l$$

а в остальных—расстояние между осями колонн или главных балок. Такие случаи часто встречаются в фабричных помещениях, где, вследствие расположения машин, двигателей и т. д., колонны и главные балки приходится ставить на разных расстояниях друг от друга.

П л и т а.

Согласно § 22 норм, за расчетный пролет плиты принимаем (черт. 75) расстояние между осями второстепенных балок, т. е.

$$l = \frac{5 \cdot 10}{3} = 1,70 \text{ мтр.}$$

В крайних пролетах, в виду меньшего расстояния между второстепенными балками, расчетный пролет плиты будет несколько меньше; но для упрощения расчета принимаем его везде одинаковым ($l = 1,70 \text{ м.}$)

3. Расчет плиты.

Определение нагрузок.

Нагрузка на метр.² плиты.

Плита (толщина ее 10 см; о выборе	
этой толщины см. дальше) 2400.0,10 ¹)	240 кгр./метр. ² .
Асфальтовый пол ²). (толщина 2 см.)	45 „
	p = 285 кгр./метр. ² .

Временная нагрузка q = 1100 кгр./метр.².

Для предварительного определения веса плиты можно руководствоваться следующим.

1) Толщина плиты, по § 58 норм (полная), должна быть не менее 8 см.

2) Рекомендуется брать ее не меньше $\frac{1}{24}$ (кругло $\frac{1}{25}$) пролета для плит однопролетных, свободно лежащих на опорах, и не менее $\frac{1}{30}$ пролета для плит неразрезных и однопролетных, но заделанных.

3) Обычно толщина ее 10—12 см. в гражданских сооружениях она редко делается толще 15—17 см. Подробности о плите см. стр. 5.

В данном проекте, в виду большой временной нагрузки 1100 кгр./метр.² (в то время, как в гражданских сооружениях эта нагрузка—см. стр. 182—обычно 250—300 кгр./метр.²) и в виду того, что данное перекрытие проектируется для фабричного здания, где возможны сотрясения (см. стр. 5) толщина плиты принята 10 см. Если по расчету, далее, толщина плиты окажется другой, то это, в виду большой временной нагрузки, существенного значения не имеет.

Действительно, положим, что по расчету толщина плиты оказалась 12 см., т. е. на 2 см. больше принятой выше (10 см.).

1) 2400 кгр.—это по § 16 норм вес 1 куб. мтр. железобетона.

2) Вес 1 метр.² такого пола принимается 20—25 кгр. на каждый сантиметр толщины.

Следовательно, разница в весе плиты будет $0,02 \cdot 2400 = 48$ кгр. на 1 метр². Эта разница по отношению ко всей нагрузке составит

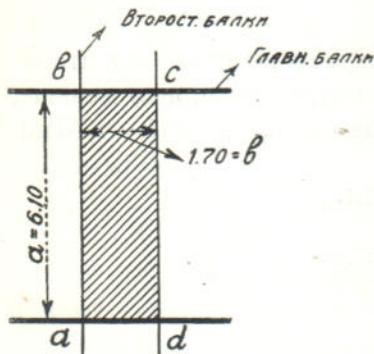
$$\frac{48 \cdot 100}{285 + 1100} = 3,5\%$$

Во всяком случае, по § 15 норм, вторичный перерасчет производится только, когда разница между действительной и положенной в основу расчета нагрузкой превышает 5⁰/₀.

По железобетонной плите, в зависимости от назначения перекрытия, укладывается или деревянный пол (доски толщиной 5—8 см. на деревянных лагах, сечением примерно 10×10 см., уложенных в расстоянии 1 метра друг от друга), или асфальтовый пол, с толщиной асфальта 2—2,5 см. Иногда по плите делается обыкновенная цементная смазка (1:2), слоем 3—5 см.; вес такой смазки 2000 кгр./метр.².

Определение изгибающих моментов.

Здесь (черт. 71) плита опирается с одной стороны на второстепенные, а с другой — на главные балки.



Черт. 76.

Если (черт. 76) выделить участок *abcd* плиты между двумя соседними (второстепенными и главными) балками, то увидим, что отношение (большей стороны *a* к меньшей *b*) $\frac{a}{b} = \frac{6,10}{1,7} = 3,6$

здесь больше 1,5. Поэтому такую плиту, по § 23 норм, надо рассчитывать, как балочную, т. е. как будто опирающуюся только на второстепенные балки.

Если бы оказалось, что $\frac{a}{b} < 1,5$, то такую

плиту надо было бы рассчитывать (см. стр. 204), как опертую по всему периметру, и армировать ее в обоих направлениях.

Затем, по § 22 норм, многопролетная плита (а в данном случае плита, действительно, многопролетная) может рассчитываться, как неразрезная балка только при отношении толщины плиты к высоте ребра, большем $\frac{1}{8}$, и при толщине плиты — не менее 6 см. При отношении же, меньшем $\frac{1}{8}$, каждый пролет плиты рассчитывается, как балка с частично защемленными опорами, независимо от смежных пролетов. (Подробности см. § 22 норм).

В данном случае толщина плиты $d = 10$ см., высота ребра в свету $d_0 = 50$ см. (см. лист № 2). Отношение

$$\frac{d}{d_0} = \frac{10}{50} = \frac{1}{5} > \frac{1}{8}$$

На основании сказанного, рассчитываем плиту, как неразрезную многопролетную балку, отдельные пролеты которой (см. черт. 77) на всем протяжении равны $l = 1,70$ метр. В виду равенства пролетов определение моментов *M* ведем по таблице Винклера (см. стр. 188) для четырехпролетной балки, причем самую плиту конструируем так: крайние пролеты по первому, а все промежуточные по второму пролету четырехпролетной балки.

Таблица
расчетных моментов для плиты

Расчетный пролет (см. стр. 39) $l = 1,70$ мтр.
 Постоянная нагрузка (собственный вес) $p = 285$ кгр./мтр²
 Временная нагрузка $q = 1100$ „
 $p l^2 = 285 \cdot 1,7^2 = 822$ кгр. мтр. $M_{\max} = a p l^2 + b q l^2$
 $q l^2 = 1100 \cdot 1,7^2 = 3180$ кгр. мтр. $M_{\min} = a p l^2 + c q l^2$

Про- леты	Расстоян. сечения до кр. опоры	$M_p = a p l^2$	$M_q = + b q l^2$	$M_q = - c q l^2$	M_{\max} кгр. мтр.	M_{\min} кгр. мтр.
1	2	3	4	5	6	7
Пер- вый про- лет	0,0 l	0	+	-	0	0
	0,1 „	0,034.822=+28	0,040.3180=126	0,005.3180= 17	154	11
	0,2 „	0,059.822=+48	0,069.3180=220	0,011.3180= 34	268	14
	0,3 „	0,073.822=+60	0,09.3180=280	0,016.3180= 57	340	8
	0,4 „	0,077.822=+63	0,099.3180=314	0,021.3180= 67	377	- 4
	0,5 „	0,071.822=+59	0,098.3180=310	0,027.3180= 85	369	-26
	0,6 „	0,056.822=+45	0,08.3180=278	0,032.3180=102	323	-57
	0,7 „	0,030.822=+25	0,067.3180=215	0,037.3180=119	240	-94
	0,8 „	0,006.822=- 5	0,037.3180=119	0,043.3180=137	114	-142
	0,9 „	0,051.822= -42	0,016.3180= 51	0,068.3180=215	9	-257
1,00 „	0,107.822=-88	0,013.3180= 42	0,120.3180=-382	-46	-470	
Вто- рой про- лет	1,00 l	0,107.822=-88	0,013.3180= 42	-0,120.3180=-382	-46	-470
	1,10 „	0,059.822=-48	0,014.3180= 46	0,072.3180=-230	- 2	-278
	1,20 „	0,020.822=-16	0,030.3180= 95	-0,050.3180=-159	79	-175
	1,30 „	0,009.822=+ 7	0,057.3180=180	-0,048.3180=-153	187	-146
	1,40 „	0,027.822=+22	0,074.3180=234	-0,046.3180=-147	256	-125
	1,50 „	0,036.822=+29	0,080.3180=256	-0,045.3180=-142	285	-113
	1,60 „	0,034.822=+28	0,077.3180=246	-0,043.3180=-136	274	-108
	1,70 „	0,023.822=+18	0,064.3180=203	0,041.3180=-131	221	-113
	1,80 „	0,001.822=+ 1	0,042.3180=136	-0,040.3180=-128	137	-127
	1,90 „	0,030.822=-25	0,031.3180= 99	-0,061.8180=-194	74	-219
2,00 „	0,071.822=-58	0,036.3180=117	-0,107.3180=-340	59	-398	

Для расчета плит обыкновенно достаточно рассмотреть только сечения №№ 1, 2, 3 и 4 на черт. 77, и для этих сечений надо определить величины изгибающих моментов.

Значения этих моментов приведены выше в таблице, причем заметим, что сечению № 1 на черт. 77 соответствует сечение 0,4 l в таблице, т. к. в первом пролете наибольший момент будет именно в этом сечении. Сечение № 2 берется по середине второго пролета.

Для более точного распределения арматуры в плите иногда строят эпюры M_{\max} и M_{\min} , о которых см. ниже стр. 55.

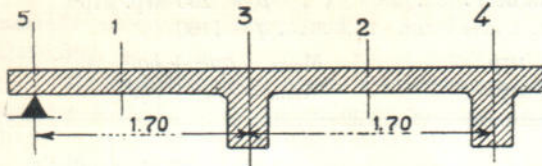
Для построения этих эпюр с помощью таблиц Винклера составляется приведенная выше таблица, дающая изгибающие моменты не только для упомянутых выше сечений №№ 1, 2, 3 и 4, но и для всех сечений плиты через каждую $1/10$ пролета.

В данном проекте плита имеет больше четырех пролетов. Но т. к. моменты балки, с количеством пролетов больше четырех, мало отличаются от моментов четырехпролетной балки¹⁾, то расчет можно вести по указанной таблице.

¹⁾ В этом можно убедиться из рассмотрения коэффициентов таблицы на стр. 186 для неразрезных балок с разным количеством пролетов.

Заметим, что таблицы Винклера годятся, когда:

1) нагрузка равномерная и 2) все пролеты одинаковы или разнятся друг от друга не более, как на 20%. В последнем случае, т. е. при разнице пролетов не более 20% друг от друга, за расчетный пролет при определении моментов в пролете принимают данный пролет, а для моментов на опоре — среднее арифметическое из пролетов, прилегающих к данной опоре.



Черт. 77.

(Вместо таблиц Винклера можно пользоваться и таблицами на стр. 190).

Если пролеты отличаются друг от друга больше, чем на 20%, то определение моментов производится с помощью теоремы о трех или двух

моментах (см. Тимошенко — „Сопrotивление материалов“, стр. 206 и 212, изд. 1913 г).

Обратим внимание еще, что момент в любом сечении плиты складывается из: а) момента M_p только от собственного веса и б) момента M_q — только от временной нагрузки.

Таблицы Винклера дают моменты при самых невыгодных расположениях нагрузки. Среди таких положений временной нагрузки будут такие, которые дают положительные значения моментов $+M_q$ (эти значения моментов вписаны в графу № 4 таблицы на стр. 41) и такие, которые дают отрицательные значения $-M_q$ (см. графу № 5 той же таблицы).

Тогда под моментом M_{\max} надо понимать сумму

$$M_{\max} = M_p + M_q$$

а под моментом M_{\min} сумму

$$M_{\min} = M_p + (-M_q) = M_p - M_q.$$

Значения M_{\max} и M_{\min} внесены в графы 6 и 7 таблицы на стр. 41. Заметим также, что M_p могут быть положительными (см. сечения в пролете в графе № 3 упомянутой таблицы) и отрицательными (над опорами).

Эпюру поперечных сил для плиты строить не надо, т. к. эта эпюра нужна для определения скалывающих напряжений, которые (см. стр. 54) в плитах получаются обыкновенно меньше допускаемого и потому могут не поверяться. Из таблицы на стр. 41, между прочим, видно, что:

1) наибольший положительный момент ($M = 377$ кгр. мтр.) в крайнем пролете больше наибольшего положительного момента ($M = 285$) во втором пролете;

2) наибольший отрицательный момент ($M = -470$ кгр. мтр.) дает вторая опора.

Т. е. подтверждается сказанное на стр. 10, что крайние пролеты нагружены сильнее промежуточных.

Подбор сечений.

Сечение № 1 (черт. 77).

Напомним, что это сечение, как уже сказано на стр. 41, надо брать не по середине пролета, а в расстоянии $0,4l$ от крайней опоры, т. к. (см. таблицу на стр. 41) в крайнем пролете наибольший положительный момент будет именно в этом сечении.

Расчеты показывают, что наиболее дешевые плиты получаются тогда, когда напряжения в них доведены до допускаемых ($\sigma_b = 40$ кгр./см.² и $\sigma_s = 1200$ кгр./см.²).

Следует, однако, иметь в виду что для плит тоньше 10 см., а в тех случаях, когда плита подвергается сотрясениям (напр. от машин, людей, в танцевальных залах и т. д.), то и при толщине больше 10 см. рекомендуется (а по немецким нормам и предписы-

вается; см. Залигер „Железобетон“, стр. 641, изд. 1927 г.), допускаемое напряжение бетона и железа понижать; а именно, вместо допускаемого вообще $\sigma_b = 40$ кгр./см.² принимать $\sigma_b = 35$ кгр./см.², а для железа вместо $\sigma_e = 1200$ принимать $\sigma_e \doteq 1000$ кгр./см.².

По таблице на стр. 210, при $\sigma_b = 40$ и $\sigma_e = 1200$ находим $a_2 = 0,41$ и $a_3 = 0,23$; (в таблице $a_3 = 0,228$; но для упрощения принимаем его $a_3 = 0,23$; об этом коэффициенте см. примечание в таблице).

Далее имеем

$b = 1,00$ метр. (т. к. рассматривается участок плиты шириной $b = 1,00$ метр.)

$M = 377$ кгр. метр. (см. в таблице на стр. 41 сечение 0,41).

$$\sqrt{\frac{M}{b}} = \sqrt{377} = 19,4$$

Откуда полезная высота плиты (черт. 78)

$$h = a_2 \sqrt{\frac{M}{b}} = 0,41 \cdot 19,4 \approx 8,00 \text{ см.}$$

Количество арматуры

$$f = a_3 \sqrt{Mb} = 0,23 \cdot 19,4 = 4,45 \text{ сант.}^2.$$

Принимаем $f = 9 \phi \frac{5}{16}'' = 4,46$ см.² т. е. на каждый погонный метр плиты надо поставить 9 штук стержней, диаметром $\frac{5}{16}'' \approx 8$ мм.

(о выборе диаметра арматуры см. стр. 6; наиболее ходовые диаметры 8—10 мм.; по § 60 путевских норм наименьший диаметр 6 мм.; сечение арматуры берется по таблице на стр. 208).

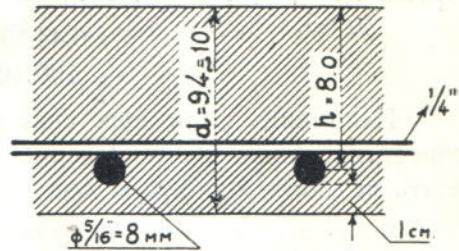
В данном проекте арматура принята в дюймовых мерах, т. к. пока только, или главным образом, в этих мерах она и имеется на рынке.

Заметим, что часто, для упрощения, при метрических мерах, вместо, напр., $5 \phi 12$ мм. пишут просто $5 \phi 12$, что надо понимать так: 5 шт. стержней диаметром 12 мм. Поэтому при дюймовых мерах можно также не ставить черточки, обозначающие дюймы; т. е. вместо, напр., $9 \phi \frac{5}{16}''$ можно писать просто $9 \phi \frac{5}{16}$.

Полная толщина плиты (черт. 78)

$$d = 8,00 + 1,00 + \frac{0,8}{2} = 9,4 \text{ см.}$$

где 1,00 см. это толщина слоя бетона, покрывающего арматуру; по § 60 норм, толщина этого слоя должна быть не менее 1,00 см.¹⁾ Округляем полученную толщину $d = 9,4$ см. до $d = 10$ см. (обычно толщина плиты для удобства работ берется в целых сантиметрах). Т. е. получилась толщина, принятая выше при исчислении нагрузок на плиту (см. стр. 39).



Черт. 78.

¹⁾ Ходовые диаметры арматуры для плит 8—10 мм. Поэтому иногда в предварительных расчетах для получения полной толщины d просто увеличивают полезную высоту h на $1\frac{1}{2}$ см. Так, в данном случае получим $d = 8,00 + 1,5 = 9,5$ см.

Проверим теперь, удовлетворяют ли найденные d и f нормам по железобетону.

1) По § 58 норм, полная толщина плиты должна быть не меньше 8 см. Следовательно, найденная толщина $d=10$ см. удовлетворяет этому условию.

2) По § 61 норм, расстояние между стержнями рабочей арматуры должно быть не более 25 см., т. е. на каждый погонный метр плиты должно быть не менее $\frac{100}{25} = 4$ штук рабочих стержней.

В практике же (см. стр. 6) принято на каждый погон. метр плиты ставить не менее 7 штук, что совпадает с требованием немецких норм (1925 г.), по которым расстояние между рабочими стержнями должно быть не более 15 см. (см. Залигер, стр. 627, изд. 1927 г.). Следовательно, и это требование выполнено, т. к. у нас (см. выше) на каждый погонный метр плиты принято $9 \phi^{5/16}$.

3) По § 48 путейских норм, количество арматуры (верхней и нижней) должно составлять не менее 0,4% от всей площади бетона. Это требование также выполнено; т. к. сверху (см. лист. № 1) поставлено $4 \phi^{5/16} = 1,98 \text{ см.}^2$ и внизу $9 \phi^{5/16} = 4,46 \text{ см.}^2$, а все сечение железа $1,98 + 4,46 = 6,44 \text{ см.}^2$, что от площади бетона составляет

$$\frac{6,44 \cdot 100}{100 \cdot 10} = 0,644 > 0,4\%$$

Напомним здесь еще сказанное на стр. 7, что в рационально спроектированной плите сечение растянутой арматуры должно составлять не более $\frac{3}{4} - 1\%$ от сечения бетона.

После того, как найдено h , количество f можно найти и по такой формуле $f = 0,56 h = 0,56 \cdot 8 = 4,48 \text{ см.}^2$, которая получается из таблицы на стр. 210. Действительно, по этой таблице при $c_b = 40$ и $c_e = 1200$ имеем

$$f = 0,228 \sqrt{Mb}$$

$$h = 0,411 \sqrt{\frac{M}{b}}$$

Деля первое выражение на второе и имея в виду, что в данном случае $b=1,00$ мтр. (т. к. рассматривается участок плиты шириной в 1,00 мтр.), получим

$$\frac{f}{h} = \frac{0,228}{0,411} \approx 0,56$$

откуда

$$f = 0,56 h$$

т. е. можно сказать, что количество f равно приблизительно половине полезной высоты h .

Заметим, что это правило имеет место только, когда h и f соответствуют $c_b = 40$ и $c_e = 1200 \text{ кгр./см.}^2$

Зависимость f от h при других напряжениях легко получается с помощью упомянутой таблицы на стр. 210.

Так

$$\text{при } \frac{c_e}{c_b} = \frac{1200}{40} \dots \dots \dots f = 0,56 h$$

$$\begin{aligned} \text{при } \frac{\sigma_e}{\sigma_b} &= \frac{1200}{35} \dots \dots \dots f = 0,45 h \\ \text{” ” } &\frac{1200}{30} \dots \dots \dots f = 0,34 h \\ \text{” ” } &\frac{1200}{25} \dots \dots \dots f = 0,25 h \end{aligned}$$

Наконец, количество арматуры можно найти и по такой приближенной, но вполне удовлетворительной для практики формуле

$$f = \frac{M}{0,9 h \sigma_e} = \frac{37700}{0,9 \cdot 8 \cdot 1200} = 4,36 \text{ см.}^2$$

которая может служить и для проверки проделанных выше действий.

Эта формула получается из известной формулы (см. стр. 147).

$$\sigma_e = \frac{M}{f \left(h - \frac{x}{3} \right)}$$

если положить в ней $h - \frac{x}{3} \approx 0,9 h$.

Найдем еще, какое потребуется f для плиты толщиной $d = 12$ см.

Здесь, аналогично черт. 78

$$h = 12 - 1,00 - \frac{0,8}{2} = 10,6 \text{ см.}$$

$$b = 1,00 \text{ мтр.}$$

$$M = 377 \text{ кгр. мтр.}$$

$$\sqrt{M} = \sqrt{377} = 19,4$$

$$a_2 = \frac{h}{\sqrt{\frac{M}{b}}} = \frac{10,6}{19,4} = 0,55.$$

Этому a_2 в таблице на стр. 210 при $\sigma_e = 1200$ соответствует (при $\sigma_b = 28$)

$$a_3 = 0,166$$

$$f = a_3 \sqrt{M b} = 0,166 \cdot 19,4 \approx 3,21 \text{ см.}^2$$

Т. е. здесь f меньше, нежели при $d = 10$ см.

Подсчитаем теперь, какая из плит ($d = 10$ и $d = 12$ см.) дешевле.

Стоимость 1 мтр.³ бетона 1 : 2 : 4 примерно ¹⁾

Цемент: 2 бочки по 9 р.	18 р.
Песок: 0,5 мтр. ³ по 4 р.	2 р.
Щебень: 1,00 м. ³ по 10 р.	10 р.
Работа и разн. расходы	10 р.
Итого	40 р.

Или 1 см.² сечения бетона (на длину 1 метр) обойдется $\frac{4000}{100 \cdot 100} = 0,4$ коп.

Стоимость железного стержня длиной 1,00 мтр. и с поперечным сечением 1,00 см.² будет $5 \cdot 0,048 = 0,24$ руб. = 24 к.

где 5 руб.—это стоимость 1 пуд. железа с заготовкой и укладкой, а 0,048 пуда—это вес указанного стержня.

Следовательно, имея поперечный разрез железобетонной балки или плиты, на основании приведенных выше цен, можем сказать, что будет стоить 1,00 пог. мтр. этой

¹⁾ По урочному положению на 1 мтр.³ такого бетона требуется
 Цемента 19,9 пуд. ≈ 2 бочки
 Песку 0,47 мтр.³ $\approx 0,50$ мтр.³
 Щебня 0,91 ” $\approx 1,00$ ”

балки, т. к. каждый см.² бетона в поперечном разрезе, по найденному выше, стоит 0,4 коп., а каждый см.² железа—24 коп.

Исходя из этих цен, стоимость 1 м.² плиты

а) толщиной $d=10$ см. ($\sigma_b = 40$, $\sigma_e = 1200$)

Бетон: 0,4 . 10 . 100	4 р. 00 к.
Железо: 24 . 4,45	1 р. 08 к.
	5 р. 08 к.

б) толщиной $d=12$ см. ($\sigma_b = 28$ кгр./см.², $\sigma_e = 1200$ кгр./см.²)

Бетон: 0,4 . 12 . 100	4 р. 80 к.
Железо: 24 . 3,21	— 78 к.
	5 р. 58 к.

Т. е. подтверждается сказанное на стр. 42, что наиболее дешевой будет та плита, у которой напряжения доведены до допускаемых $\sigma_b = 40$ и $\sigma_e = 1200$.

В приведенном расчете обратим внимание еще на следующее.

По § 39 норм, отношение модулей упругости железа и бетона на сжатие принимается равным

$$n = \frac{E_{ж}}{E_{б}} = 15$$

Т. е. в смысле работы на сжатие 1 см.² железа лучше 1 см.² бетона в 15 раз а дороже, по изложенному выше, в $\frac{24}{0,4} = 60$ раз. Следовательно, в сжатых частях бетон оказывается выгоднее железа в $\frac{60}{15} = 4$ раза.

Сравнение бетона и железа по работе на растяжение приводит к следующему. По § 53 норм, для бетона 1 : 6¹/₂ (т. е. на 1 часть цемента берется 6¹/₂ частей инертных материалов—песка и щебня) на растяжение допускается только 3 кгр./см.²

Для железа же на растяжение (см. § 46 норм) допускается 1200 кгр./см.² Следовательно, в смысле работы на растяжение железо лучше бетона в $\frac{1200}{3} = 400$ раз, а, по изложенному выше, дороже бетона только в 60 раз. Т. е. здесь железо выгоднее бетона в $\frac{400}{60} \approx 7$ раз.

Сечение № 2 (см. черт. 77 на стр. 42).

Это сечение берется по середине второго пролета, т. к. из та-

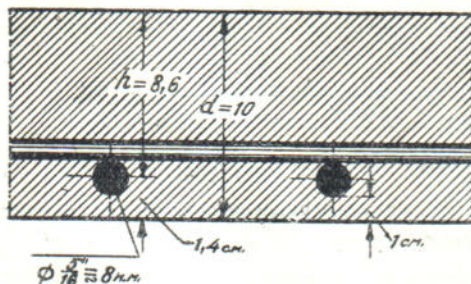
блицы на стр. 41 видно, что наибольший момент во втором пролете будет именно в этом сечении.

Затем из той же таблицы видно, что здесь расчет надо вести на два момента:

$$M = + 285 \text{ кгр. мтр.}$$

$$\text{и } M = - 113 \text{ кгр. мтр.}$$

и, следовательно, арматуру надо поставить в верхней и нижней частях плиты.



Черт. 79.

Расчет на $M = + 285$ кгр. мтр.

Полную высоту плиты принимаем такую же, как и раньше, т. е. $d = 10$ см. Откуда полезная высота (черт. 79)

$$h = 10 - 1,0 - \frac{0,8}{2} = 8,6 \text{ см.}$$

Количество арматуры определяем по приближенной формуле (см. о ней стр. 45)

$$f = \frac{M}{0,9h\sigma_e} = \frac{28500}{0,9 \cdot 8,6 \cdot 1200} = 3,05 \text{ см.}^2$$

где $M = 285 \text{ кгр. мтр.} = 28500 \text{ кгр. см.}$ (взято из таблицы на стр. 41).

Более точно сечение арматуры можно найти с помощью таблицы на стр. 210, а именно:

$$M = 285 \text{ кгр. мтр.}$$

$$\sqrt{M} = \sqrt{285} \approx 17$$

$$h = a_2 \sqrt{\frac{M}{b}} \text{ (см. упомянутую таблицу).}$$

Откуда

$$a_2 = \frac{h}{\sqrt{M}} = \frac{8,6}{17} = 0,51, \text{ т. к. } b = 1,00 \text{ метр.}$$

Этому a_2 в таблице соответствует примерно $a_3 = 0,180$; (точное значение a_3 получается интерполированием между значениями из таблицы $a_3 = 0,177$ и $a_3 = 0,188$).

Тогда по формуле той же таблицы

$$f = a_3 \sqrt{M} = 0,180 \cdot 17 = 3,03 \text{ см.}^2.$$

Принимаем $f = 7 \phi \frac{5}{16} = 3,47 \text{ см.}^2$; (диаметр арматуры для упрощения берем такой же, как и в предыдущем сечении).

Расчет на $M = 113 \text{ кгр. мтр.}$ Пренебрегая нижней арматурой, по предыдущему найдем

$$f = \frac{M}{0,9h\sigma_e} = \frac{11300}{0,9 \cdot 8,6 \cdot 1200} = 1,20 \text{ см.}^2.$$

Принимаем $f = 4 \phi \frac{5}{16} = 1,98 \text{ см.}^2$, т. к., по § 61 норм, на каждый погонный метр плиты должно быть не менее 4 стержней.

Итак, в сечении № 2 надо поставить на каждый погонный метр плиты (черт. 80)

$$\text{вверху } f = 4 \phi \frac{5}{16} = 1,98 \text{ см.}^2$$

$$\text{внизу } f = 7 \phi \frac{5}{16} = 3,47 \text{ см.}^2$$

Чтобы возможно ближе подойти к найденному выше $f = 1,2 \text{ см.}^2$, здесь можно было бы взять вверху стержни меньшего диаметра, напр. $f = 4 \phi \frac{1}{4} = 1,27 \text{ см.}^2$ вместо $4 \phi \frac{5}{16}$. Это дало бы экономию в железе, но усложнило бы работу, вследствие введения стержней нового диаметра. В крайнем случае, вместо $4 \phi \frac{5}{16}$, можно поставить $3 \phi \frac{5}{16}$, в виду наличия большого запаса.

Обратим внимание еще, что полученным выше $h = 8,6 \text{ см.}$ и $f = 3,05 \text{ см.}^2$ соответствуют $\sigma_e = 1200$ и $\sigma_b = 31$ (среднее из $\sigma_b = 30$ и $\sigma_b = 32$). Следовательно, при таких h и f плита не будет наиболее дешевой, т. к., по сказанному на стр. 42, самой дешевой будет такая плита, у которой h и f соответствуют допускаемым $\sigma_e = 1200$ и $\sigma_b = 40$. Этим напряжениям, по таблице на стр. 210, будут соответствовать

$$h = 0,41 \sqrt{285} = 7,00 \text{ см.}$$

$$f = 0,23 \sqrt{285} = 3,90 \text{ см.}^2$$

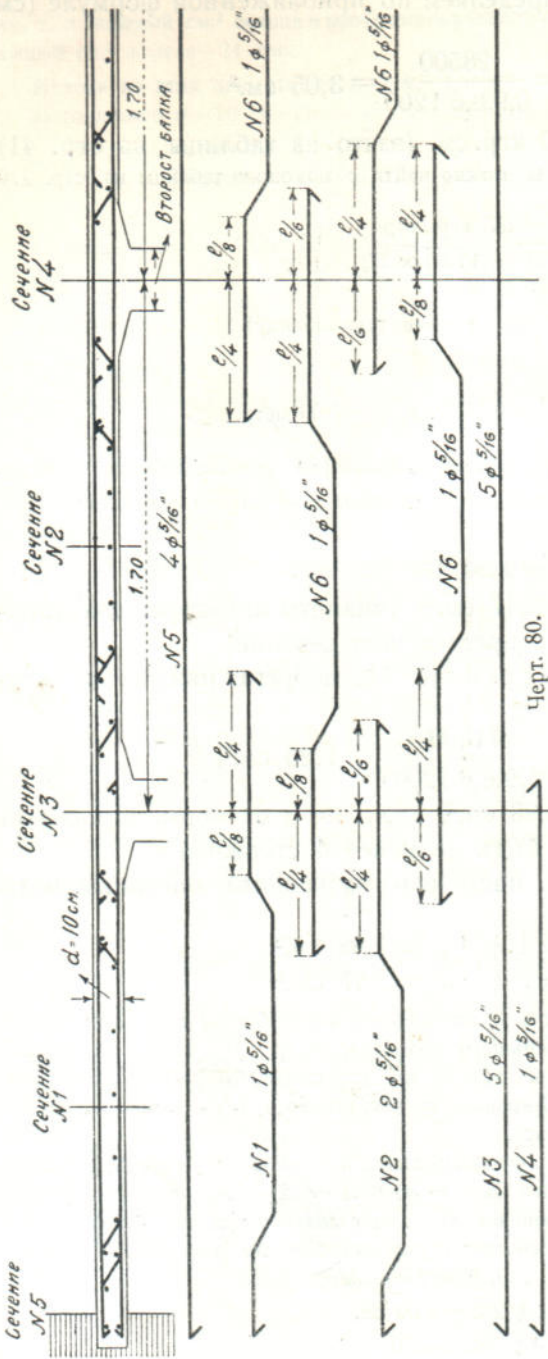
Что эта плита будет дешевле предыдущей (при $h = 8,6 \text{ см.}$), легко убедиться из сравнения стоимости 1 мтр.² этих плит (цены см. стр. 46).

1) Плита $\left(\frac{\sigma_e}{\sigma_b} = \frac{1200}{31} \right)$: $h = 8,6 \text{ см.}$,
 $f = 3,05 \text{ см.}^2$ (см. выше).

Бетон: 0,4 · 8,6 · 100 3 р. 44 к.

Железо: 24 · 3,05 — 73 к.

Итого 4 р. 17 к.



2) Плита $\left(\frac{\sigma_e}{\sigma_b} = \frac{1200}{40}\right): h = 7,00 \text{ см.}$
 $f = 3,90 \text{ см.}^2$

Бетон: 0,4 · 7,00 · 100 . . . 2 р. 80 к.
 Железо: 24 · 3,90 . . . — 95 к.

Итого . . . 3 р. 75 к.

Заметим далее, что более тонкая плита ($h = 7,00 \text{ см.}$) выгоднее еще и потому, что дает меньший вес, а, следовательно, и меньшую нагрузку на второстепенные и главные балки

Из изложенного на стр. 93 видно, что вес плиты составляет почти половину веса всего перекрытия. Следовательно, уменьшение толщины плиты на 1 см. (или на 10%, так как здесь мы сравниваем плиту толщиной $d = 9 \text{ см.}$ с плитой при $d = 10 \text{ см.}$) дает уменьшение веса всего перекрытия на 5%.

В данном проекте принята плита с $h = 8,6 \text{ см.}$, т. е. более дорогая.

Сделано это потому, что эта плита дает, как мы видели выше, меньшее напряжение бетона, а именно, $\sigma_b = 31 \text{ кгр./см.}^2$ вместо $\sigma_b = 40 \text{ кгр./см.}^2$, что в данном случае, по сказанному на стр. 42, является желательным, т. к. перекрытие устраивается для фабричного здания, где возможны сотрясения и динамические нагрузки.

Вообще же говоря, надо помнить, что стоимость плиты в общей стоимости всего перекрытия занимает большое место, и потому умело подобранная толщина плиты является часто залогом экономичности всего перекрытия.

Напомним, что все промежуточные пролеты конструируются по второму пролету на черт. 77 и 80. Следовательно, если во всех промежуточных пролетах принять $h = 7,00 \text{ см.}$ и соответственно полную высоту

$$d = 7,00 + 1,00 + \frac{0,8}{2} \approx 9 \text{ см.}$$

то в этих пролетах толщина плиты будет на 1 см. тоньше, нежели в крайних, где (см. выше) $d = 10 \text{ см.}$

Такая разница в толщине плиты обычно не встречает препятствий при практическом ее выполнении, за исключением разве случаев особой архитектурной обработки,

для которой может потребоваться одинаковая толщина плиты во всех без исключения пролетах. Примеры неодинаковой толщины плиты в пролетах приведены на черт. 17, 18.

Сечение № 3 (черт. 77).

За рабочую высоту в данном сечении (черт. 81) можно принять высоту h , где ab наклонена к горизонту под углом $1 : 3^1$ (на черт. 81 вместо $1 : 3$ ошибочно поставлено 1.3). Заметим, что здесь растянутая часть сечения будет в верхней части плиты, а потому для h (см. стр. 5) надо брать (черт. 81) высоту от края сжатой зоны, т. е. от точки a до центра тяжести растянутой арматуры.

Для определения h надо знать ширину b_1 — второстепенной балки. Но т. к. она еще неизвестна, то из осторожности возьмем пока $b_1 = 20$ см., т. к. рекомендуется (а по § 57 путевых норм предписывается) b_1 принимать не менее 20 см.

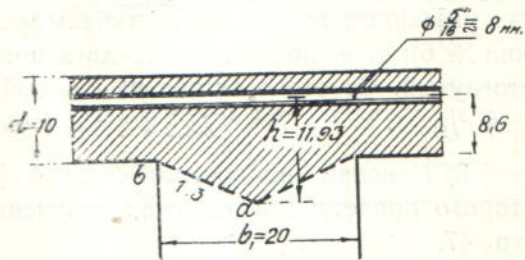
Исключение составляют балки с небольшой нагрузкой, напр., балки, несущие только собственный вес конструкции, балки в крышах и т. п., где ширину можно доводить до $b_1 = 15$ см. Если при дальнейшем расчете b_1 окажется больше 20 см., то это пойдет в запас прочности, и ошибка не будет иметь большого значения, в виду условности, с которой принимается здесь h .

Рабочая высота плиты в пролете (черт. 79), исходя из принятой выше полной толщины плиты—10 см.

$$h = 10 - 1,00 - \frac{0,8}{2} = 8,6 \text{ см.}$$

Следовательно, рабочая высота в сечении № 3 (черт. 81)

$$h = 8,6 + \frac{20}{2} \cdot \frac{1}{3} = 11,93 \text{ см.}$$



Черт. 81.

Здесь задача такова: да-
ется h , и надо найти f —сечение

арматуры, которое определим по приведенной на стр. 45 формуле

$$f = \frac{M}{0,9h \cdot \sigma_e} = \frac{47000}{0,9 \cdot 11,93 \cdot 1200} = 3,68 \text{ см.}^2$$

где $h = 11,93 \text{ см.}^2$ —полезная высота плиты, а $\sigma_e = 1200 \text{ кгр./см.}^2$ —допу-
скаемое напряжение железа на растяжение.

Точнее f можно найти таким образом.

Здесь

$$M = 470 \text{ кгр. мтр.}$$

$$b = 1,00 \text{ метр.}$$

$$\sqrt{\frac{M}{b}} = \sqrt{\frac{470}{1}} = 21,65$$

$$a_2 = \frac{h}{\sqrt{M}} = \frac{11,93}{21,65} = 0,545$$

¹⁾ Часто в запас прочности здесь принимают ту же высоту, что и в пролете.

Этому a_2 в таблице на стр. 210 соответствует (между 0,166 и 0,177 и при $\sigma_s = 1200$)

$$a_3 \approx 0,17$$

откуда

$$f = a_3 \sqrt{M} = 0,17 \cdot 21,65 = 3,65 \text{ см.}^2$$

Чтобы получить это сечение арматуры, надо было бы на каждый погонный метр плиты поставить $f = 8 \phi^{5/16} = 3,96 \text{ см.}^2$ (сечение берется по таблице на стр. 208; диаметр арматуры для упрощения работ оставляем прежний).

Но, по изложенному ниже, ставим здесь $f = 9 \phi^{5/16} = 4,46 \text{ см.}^2$, причем эти стержни получим так (см. черт. 80 на стр. 48).

1) Из 9 $\phi^{5/16}$ нижних стержней №№ 1, 2, 3 и 4 первого пролета $1/3$ этих стержней в местах, указанных на чертеже, отгибаем вверх (см. стержни №№ 1 и 2).

Таким образом, здесь стержни будут расположены так, что за каждым двумя нижними прямыми стержнями будет идти один отогнутый стержень. Заметим, что, по изложенному ниже, отогнутые стержни разбиты на две серии для получения отгибов в двух местах.

2) Затем из 7 $\phi^{5/16}$ нижних стержней №№ 6 и 3 второго пролета, в местах, указанных на чертеже, отгибаем вверх $1/3$ этих стержней (см. стержни № 6); т. е. после каждых двух прямых стержней будет идти один отогнутый. От этого отгиба на каждый погонный метр плиты получим $2 \phi^{5/16}$, т. к. $1/3 \cdot 7 \phi^{5/16} \approx 2 \phi^{5/16}$ (точно $2^{1/3} \phi^{5/16}$).

3) Наконец, продолжим сюда 4 $\phi^{5/16}$ верхних стержней № 5 второго пролета; эти стержни получены при расчете сечения № 2 на стр. 47.

Следовательно, в данном сечении № 3, мы получим всего

$$f = 9 \phi^{5/16} = 4,46 \text{ см.}^2$$

т. е. вместо требуемых по расчету (см. выше) $f = 8 \phi^{5/16}$ мы ставим здесь $9 \phi^{5/16}$.

Это требует некоторого излишка железа, но зато дает простое расположение арматуры, т. к., при принятой выше системе отгиба, мы получаем правильное чередование прямых и отогнутых стержней, к чему надо всегда стремиться, ибо это значительно упрощает укладку арматуры. В случае надобности можно отогнуть и больше, нежели $1/3$ нижних стержней пролета. Напр., на черт. 18 отогнута $1/2$ стержней пролета.

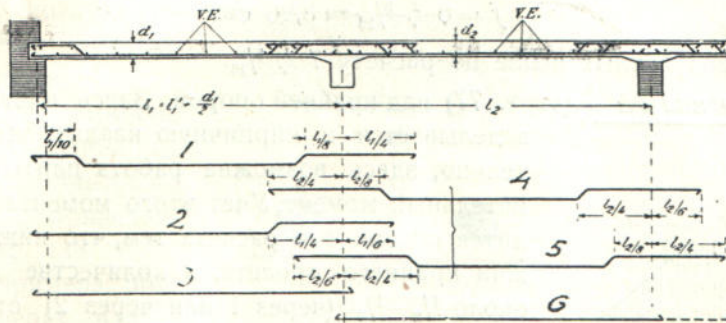
Но опять следует помнить, что отгибать надо такое количество, чтобы прямые и отогнутые стержни имели правильное чередование.

Иногда отгибают даже по $2/3$ стержней из каждого пролета. Надобность в отгибе такого большого количества стержней обыкновенно бывает тогда, когда в пролете не имеется верхних стержней, как на черт. 82.

Надо помнить еще, что, после отгиба вверх того или другого количества стержней, в нижней части плиты, по конструктивным соображениям, должно оставаться на каждый погонный метр плиты не менее 3—4 стержней (как стержни №№ 3 и 4 на черт. 80), и эти стержни должны быть продолжены до самой опоры (в данном случае до оси второстепенной балки). Затем, для лучшей работы на скалывающие напряжения, самые переходы отогнутых стержней снизу вверх рекомендуется располагать не в одном месте, а в двух, как на черт. 80.

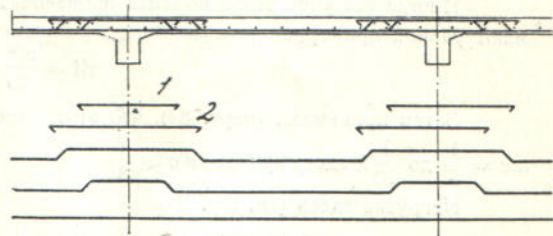
Для этого все отогнутые стержни разбиваются на 2 серии, по возможности, с одинаковым числом стержней в каждой серии (см., например, черт. 18, где отогнутые стержни разбиты на 2 серии, по 2 стержня в каждой).

Иногда, для получения арматуры над опорой, принимают расположение, показанное на черт. 83. Т. е. здесь над опорой отгибают, в зависимости от надобности, от $\frac{1}{3}$ до $\frac{2}{3}$ стержней пролета, и, если требуется, ставят еще дополнительные стержни №№ 1 и 2.



Черт. 82.

При небольшой полезной высоте иногда над опорой требуется устройство вутов, как показано на черт. 6. Причем заметим, что т. к. вуты способствуют лучшей связи плиты с ребром, то устройство их, по § 58 путевых норм, является обязательным даже в тех случаях, когда они по расчету и не требуются. Однако в гражданских сооружениях, по архитектурным соображениям и для упрощения работ по изготовлению опалубки, от устройства вутов часто отказываются. (Примерное устройство вутов показано на листе № 1).



Черт. 83.

По § 58 путевых норм, длина вута (см. черт. 6 на стр. 6) должна быть, не меньше $\frac{1}{10}$ пролета плиты и наклон вута — не больше 1:3.

Сечение № 4 (черт. 77). Аналогично предыдущему сечению находим

$$b = 1,00 \text{ мтр.}$$

$$h = 11,93 \text{ см. (полезная высота такая же,$$

как и в предыдущем сечении)

$$M = -398 \text{ кгр. мтр. (берется из таблицы на стр. 41)}$$

$$f = \frac{M}{0,9h\sigma_s} = \frac{39800}{0,9 \cdot 11,93 \cdot 1200} = 3,07 \text{ см.}^2$$

Для получения этой арматуры достаточно было бы поставить на каждый погонный метр $f = 7 \phi^{5/16} = 3,47 \text{ см.}^2$.

Но, по изложенному для предыдущего сечения, поступим так (черт. 80).

1) Отгибаем по $\frac{1}{3}$ нижних стержней из второго и третьего пролетов (см. стержни № 6); тогда получим $4 \phi^{5/16}$, т. к. из каждого про-

лета отогнуто по $2\dot{\phi}^{5/16}$. Напомним сказанное на стр. 40, что все промежуточные пролеты плиты армируются по второму пролету.

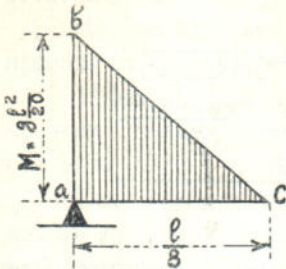
2) Продолжим сюда еще $4\dot{\phi}^{5/16}$ верхних стержней пролета (см. стержни № 5 на черт. 80).

Тогда получим всего в данном сечении

$$f = 8\dot{\phi}^{5/16} = 3,96 \text{ см.}^2$$

вместо полученных выше по расчету $7\dot{\phi}^{5/16}$.

Сечение № 5 (черт. 77) над крайней опорой. Здесь плита обычно заделывается в кирпичную кладку, и, следовательно, здесь возможна работа плиты на отрицательный момент. Учет этого момента производится обычно без расчета тем, что нижние стержни крайнего пролета, в количестве примерно около $1/2-1/3$ (через 1 или через 2) отгибаются вверх (см. стержни №№ 1 и 2 на черт. 80).



Черт. 84.

Места отгиба принимаются в расстоянии $\frac{1}{10} - \frac{1}{5} l$ от крайней опоры.

Иногда же учет этого момента производят и так. Величину этого момента принимают равной примерно

$$M = \frac{gl^2}{20}$$

Затем принимают (черт. 84), что этот момент изменяется по прямой bc на длину $ac = \frac{1}{5}$ до $\frac{1}{10} l$; здесь принято $ac \approx \frac{l}{8}$

Нагрузка здесь (см. стр. 39)

постоянная	$p = 285$ кгр.
временная	$q = 1100$ „

Итого на 1 пог. мтр. плиты . . $g = 1385$ кгр.

Пролет плиты $l = 1,70$ мтр.

Откуда

$$M = \frac{gl^2}{20} = \frac{1385 \cdot 1,7^2}{20} = 200 \text{ кгр. мтр.}$$

Здесь дается $h = 8,6$ см., и требуется найти f ; здесь рабочая высота h будет такая же, как и в сечении № 1 на стр. 46.

Аналогично сечению № 2 на стр. 47 находим

$$f = \frac{M}{0,9 h \cdot \gamma_c} = \frac{200}{0,9 \cdot 8,6 \cdot 1200} \approx 2,15 \text{ см.}^2$$

Принимаем $f = 5\dot{\phi}^{5/16} = 2,48 \text{ см.}^2$. Для получения этого количества стержней можно отогнуть через один, т. е. половину нижних стержней пролета. Кроме того, в случае надобности, можно продолжить сюда еще верхние стержни пролета, как это сделано на черт. 80. Однако на практике, как указано выше, считают достаточным отгиб $1/3-1/2$ нижних стержней пролета.

На практике, расчетом рассмотренных выше сечений №№ 1, 2, 3, 4 и 5 на черт. 77 и ограничиваются. По этому расчету производят распределение арматуры и получают показанную на черт. 80 конструкцию, которую и принимают за окончательную.

Проверка нормальных напряжений от изгиба.

После приведенного выше подбора толщины плиты и количества арматуры, по § 52 норм, надо произвести проверку напряжений.

Сначала укажем, как делается проверка нормальных напряжений от изгиба, а затем перейдем к проверке напряжений на скалывание и сцепление.

Проверка нормальных напряжений от изгиба производится по формулам, приведенным на стр. 148.

Для примера, приведем проверку напряжений бетона и железа для сечения № 3 (черт. 80).

Здесь (см. стр. 49 и черт. 81)

$$h = 11,93 \text{ см.}$$

$$f = 9 \cdot \phi^{5/16} = 4,46 \text{ см.}^2,$$

$$M = -470 \text{ кгp. мтр.} = -47000 \text{ кгp. см.}$$

Тогда

положение нейтральной оси (черт. 85)

$$x = \frac{nf}{b} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2bh}{nf}} \right) =$$

$$= \frac{15 \cdot 4,46}{100} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 100 \cdot 11,93}{15 \cdot 4,46}} \right) = 3,40 \text{ см.}$$

плечо внутренних сил

$$z = h - \frac{x}{3} = 11,93 - \frac{3,40}{3} = 10,80 \text{ см.}$$

напряжения бетона и железа

$$\sigma_b = \frac{2M}{bxz} = \frac{2 \cdot 47000}{100 \cdot 3,40 \cdot 10,80} = 25,5 < 40 \text{ кгp./см.}^2$$

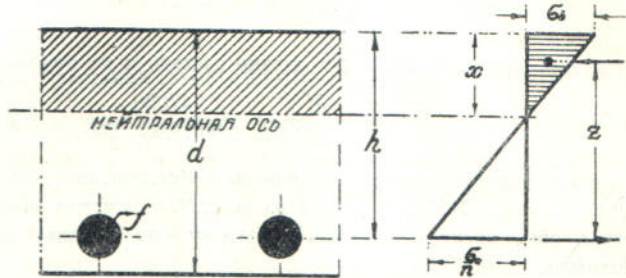
$$\sigma_e = \frac{M}{fz} = \frac{47000}{4,46 \cdot 10,80} = 980 < 1200 \text{ кгp./см.}^2$$

Но гораздо проще те же результаты можно получить по таблице на стр. 214. Для применения этой таблицы найдем сначала

$$m = \frac{bh}{f} = \frac{100 \cdot 11,93}{4,46} = 268$$

или за округлением до ближайшего табличного значения $m \approx 270$

$$\frac{M}{bh^2} = \frac{47000}{100 \cdot 11,93^2} = 3,28$$



Черт. 85.

Затем по таблице на стр. 214 при $m = 270$ находим

$$\sigma_b = 7,819 \frac{M}{bh^2} = 7,819 \cdot 3,28 = 25,5 < 40 \text{ кгр./см.}^2$$

$$\sigma_e = 298,1 \frac{M}{bh^2} = 298,1 \cdot 3,28 = 980 < 1200 \text{ кгр./см.}^2$$

Для контроля, проверку σ_e можно сделать и по приближенной формуле (см. стр. 145)

$$\sigma_e = \frac{M}{0,9 hf} = \frac{47000}{0,9 \cdot 11,93 \cdot 4,46} = 970 \text{ кгр./см.}^2$$

Приведенная проверка напряжений обыкновенно делается для наиболее главных сечений (сечения №№ 1, 2, 3 и 4 на черт. 77). Заметим, что влияние сжатой арматуры в плитах обыкновенно невелико, и потому она в запас прочности в расчет может не вводиться.

Такая арматура имеется в сечениях №№ 2, 3 и 4 и др. (см. черт. 80). Иначе обстоит дело в балках с небольшой сжатой частью, где введение в расчет сжатой арматуры может дать известную экономию.

Проверка на скалывание.

Эта проверка в плитах, за исключением плит с очень большой нагрузкой и плит под фундаментами, дает обычно напряжения меньше допускаемого (которое, по § 41 норм, для плит принимается равным $\tau = 4 \text{ кгр./см.}^2$) и потому может не производиться.

В случае же надобности эта проверка производится так.

Из таблицы Винклера на стр. 189 для четырехпролетной балки видно, что наибольшая поперечная сила Q будет над второй от края опорой, т. е. в сечении № 3 на черт. 80, а именно

$$Q = 0,607pl + 0,620ql$$

где (см. стр. 39) $p = 285 \text{ кгр.}$

$$q = 1100 \text{ „}$$

$$l = 1,70 \text{ мтр.}$$

а коэффициенты 0,607 и 0,620 взяты из упомянутой таблицы Винклера.

Откуда

$$Q = 0,607 \cdot 285 \cdot 1,70 + 0,620 \cdot 1100 \cdot 1,70 = 1455 \text{ кгр.}$$

В данном сечении (см. стр. 49) $h = 11,93 \text{ см.}$ Но в запас принимаем $h = 8,6 \text{ см.}$ (полезная высота в пролете). Тогда плечо внутренних сил (см. стр. 180)

$$z \approx 0,9 h = 0,9 \cdot 8,6 = 7,74 \text{ см.}^2$$

Откуда искоемое напряжение на скалывание

$$\tau = \frac{Q}{bz} = \frac{1455}{7,74 \cdot 100} = 1,87 \text{ кгр./см.}^2$$

где $b = 100 \text{ см.}$, т. к. рассматривается участок плиты шириною $b = 1,00 \text{ мтр.}$ (тогда как на скалывание, по § 41 норм, допускается $\tau = 4,00 \text{ кгр. см.}^2$). В остальных сечениях проверка может не производиться, т. к. в них поперечная сила Q будет меньше, а полезная высота h будет прежняя. Заметим, что, по § 41 норм, только для плит (и то, если косые усилия не превышают 4 кгр./см.^2) разрешается не ставить специальной арматуры в виде хомутов и наклонных стержней. В балках же все косые усилия, даже и в том случае, когда они меньше 4 кгр./см.^2 , должны целиком передаваться железу, т. е. ни одного килограмма этих усилий нельзя передавать бетону.

Поверка на сцепление железа с бетоном.

Эта поверка по последним нормам может не производиться.

В § 44 путейских норм по этому поводу сказано, что при наличии приспособлений (крючков Консидера на концах стержней), препятствующих выдергиванию арматуры из бетона, поверка на сцепление стержней, толщиной 25 мм. и менее, не производится.

Построение эпюры внутренних моментов (эпюры материалов).

Выше мы произвели расчет сечений №№ 1, 2, 3, 4 и 5 и по этому расчету приняли расположение арматуры, показанное на черт. 80. Причем на стр. 52 мы указали, что на практике это расположение обычно принимается за окончательное.

При желании же получить более точное расположение арматуры иногда поступают еще так: сначала, по таблице на стр. 41, в произвольном масштабе (см. лист № 1) строят эпюры M_{\max} и M_{\min} . (Об этих эпюрах см. также стр. 42). Затем с помощью этих эпюр строят еще следующую эпюру.

Сечение растянутой арматуры определяется по формуле (см. стр. 45)

$$f = \frac{M}{\sigma_e \cdot z} = \frac{M}{0,9h \cdot \sigma_e}$$

откуда

$$M = 0,9h \cdot \sigma_e \cdot f$$

где M — изгибающий момент

σ_e — напряжение 1200 кгр./см². железа

f — сечение арматуры

$z = 0,9h$ (см. стр. 212) плечо внутренних сил

h — полезная высота плиты в рассматриваемом сечении.

Вся плита армирована стержнями $\frac{5}{16}$ ". Сечение одного такого стержня $f = 1 \cdot \frac{5}{16} = 0,495$ см.². Следовательно, можно принять, что каждый такой стержень в пролете, где $h = 8,6$ см. (см. стр. 49), может выдержать момент

$$M = 0,9h \cdot \sigma_e \cdot f = 0,9 \cdot 8,6 \cdot 1200 \cdot 0,495 = 46 \text{ кгр. мтр.}$$

Тот же стержень над опорой (второстепенной балкой), где $h = 11,93$ см. (см. стр. 49), может выдержать момент

$$M = 0,9h \cdot \sigma_e \cdot f = 0,9 \cdot 11,93 \cdot 1200 \cdot 0,495 = 64 \text{ кгр. мтр.}$$

В сечении № 1 (черт. 80) поставлено 9 $\frac{5}{16}$ " (см. расчет этого сечения на стр. 43). Поэтому, откладывая на эпюре (см. первый пролет на листе № 1)

$$c c_1 = M = 9 \cdot 46 = 414 \text{ кгр. мтр.}$$

получим момент, который могут выдержать все 9 $\frac{5}{16}$ " этого сечения.

Над второй опорой поставлено 9 $\frac{5}{16}$ " (см. на стр. 50 расчет сечения № 3).

Откладывая над второй опорой

$$a a_1 = M = 9.64 = 576 \text{ кгр. мтр.}$$

получим момент, который могут выдержать все поставленные здесь $9 \phi \frac{5}{16}$.

Аналогично поступаем и над третьей опорой, где (черт. 80) поставлено $8 \phi \frac{5}{16}$.

Откладывая аналогично моменты и для остальных сечений балки, получим показанную на листе № 1 ступеньчатую эпюру, имея в виду, что она везде должна покрывать эпюру M_{\max} и M_{\min} .

Таким образом, эпюра M_{\max} и M_{\min} дает моменты (внешние или изгибающие балку), которые возникают в плите от действия на нее внешних сил (нагрузок), а ступеньчатая эпюра—моменты (внутренние), которые плита может противопоставить внешним моментам.

Разность ординат этих эпюр в том или другом сечении плиты дает величину запаса в этом сечении.

Для лучшего уяснения построения эпюры соответствующие ей на некоторых стержнях точки обозначены одинаковыми буквами.

Так, точке k ступеньчатой эпюры (слева у второй опоры) соответствует точка k на стержне № 2.

Точке e_1 эпюры (вверху у второй опоры) соответствует точка e_1 на стержне № 4 и т. д.

В точке m (внизу слева у 3-й опоры) эпюра имеет скачек $m m$, т. к. в этой точке 2 стержня № 4 отгибаются вверх, и работа их на положительный момент в этой точке прекращается.

Выше оси балки эти стержни, начиная с точки m_1 , начинают уже работать на отрицательный момент, поэтому эпюра получает уступ $m_1 m_1$ вверху.

Аналогично объясняются уступы эпюры и в других местах. Концы стержней должны заходить за соответствующие точки эпюры M_{\max} и M_{\min} не менее, как на $30d$, где d —диаметр рабочей арматуры.

Это делается для того, чтобы обеспечить достаточное сцепление арматуры с бетоном. Так, например, если взять справа у 2-й опоры наверху на эпюре M_{\min} точку d_0 (вместо нее в запас принимаем точку f_1 , лежащую на ступеньчатой эпюре), то стержни № 2 можно было бы оборвать в этой точке. Но, по указанному выше соображению, они продлены на длину $f_1 f_2 = 30d$. Аналогично точке x эпюры соответствует точка x на стержне № 4 (слева у 4-й опоры), причем участок $x x$ на этом стержне, по сказанному выше, равно $30d$.

Уступу $x x$ (слева вверху у четвертой опоры) соответствует 2ϕ № 4, т. к., по сказанному, эти стержни в точке x прекращают свою работу на момент.

Заметим, что, судя по участку, например, $f_1 f_1$ эпюры, часть стержней № 2 можно было бы сделать короче. Но для упрощения работ с арматурой янее; все эти стержни сделаны одинаковой длины и формы, причем в сторону запаса.

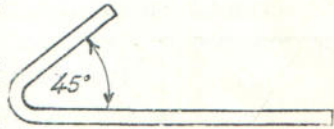
Чтобы совсем закончить проектирование плиты, надо иметь в виду следующее:

1) Расстояние в свету между рабочими стержнями и наружной поверхностью бетона, по § 60 норм, должно быть не менее 1 см. (см. черт. 78).

2) По § 62 норм, стержни должны заканчиваться крючками по черт. 7 на стр. 7.

На чертеже плиты (см. лист № 1) концы стержней для упрощения черчения, показаны не закругленными, как полагается по нашим нормам, а остроугольными. При мелких масштабах концы стержней можно изображать и по черт. 80 на стр. 48.

Заметим, что по немецким нормам (см. Железобетон Залигера, стр. 626, изд. 1927 г.) стержни на концах могут иметь не только закругленные (см. черт. 7 на стр. 7) концы, но и по черт. 86.



Черт. 86.

Перпендикулярно к рабочей арматуре ставится—распределительная, которая, по § 61 норм, должна удовлетворять следующим условиям:

а) сечение ее должно составлять не менее 15% от сечения рабочей арматуры,

б) расстояние между стержнями должно быть не более 30 см. (иначе говоря, на каждый погонный метр плиты должно быть не менее 3 шт. распределительных стержней) и не больше тройного расстояния между рабочими стержнями.

В данном проекте расстояние между распределительными стержнями принято не более 25 см., что дает не менее 4 стержней на каждый погонный метр плиты. (Детальное расположение этих стержней в плите см. лист № 1. О распределительной арматуре см. также стр. 9).

Заметим, что, если принять процентное содержание рабочей арматуры в плите равным в среднем 0,5%, то процентное содержание распределительной арматуры должно быть не менее 0,5 · 0,15 ≈ 0,1%, т. е., по § 61 норм, сечение распределительной арматуры должно быть не менее 15%, или 0,15 сечения рабочей арматуры.

Отгибы стержней делаются под углом 30 — 45° (см. лист. № 1 и черт. 7).

В средней части первого (крайнего) пролета, хотя это и не требуется расчетом, поставлено в верхней части плиты 4 ф № 1, т. е. эти стержни полезны против трещин от температурных влияний и усадки бетона.

Стыки арматуры устраиваются по изложенному на стр. 7.

В данном проекте (см. на листе № 1, третий пролет) стержни № 1 и № 3, имеют стык А в одном месте, чего по § 63 норм не следовало бы делать.

Но т. е. здесь количество арматуры взято с запасом (требовалось (см. на стр. 47 расчет сечения № 5) $f = 1,20 \text{ см.}^2$, а поставлено $f = 1,98 \text{ см.}^2$), то указанное расположение стыка в данном случае может быть допущено. Заметим также, что стык А расположен по середине пролета, т. е. в том месте, где действует наименьший отрицательный момент.

Надо стремиться, чтобы стержней разных диаметров и форм было как можно меньше, хотя бы для этого и потребовался некоторый излишек железа, который может покрыться экономией от упрощения работ с арматурой. Напр., в данном проекте плита, начиная со второго пролета, может быть армирована стержнями только трех форм и при том одного и того же диаметра ($\frac{5}{16}$ "). (См. стержни №№ 3, 4 и 5 на листе № 1).

Если бы понадобилось устройство вутов, то они делаются, как показано на листе № 1.

Относительно масштаба чертежей в § 8 норм сказано: „чертежи изготавливаются в масштабе достаточно крупном, а именно:

$\frac{1}{200}$ — $\frac{1}{100}$ для общих чертежей (фасад и план);

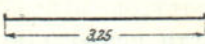
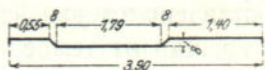
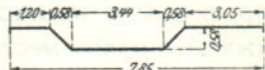
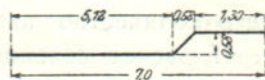
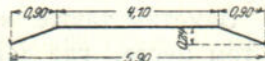
$\frac{1}{100}$ — $\frac{1}{50}$ для основных конструктивных чертежей и соответственно $\frac{1}{20}$ — $\frac{1}{10}$ для главнейших деталей и в количестве, достаточном для того, чтобы по ним могло быть возведено все сооружение без помощи пояснительных записок и расчета.

Чертежи подмостей и форм в тех случаях, когда они представляются, должны быть достаточно детальны для возможности возведения по ним соответственных сооружений“.

После расчета плиты или балки составляется подробный рабочий чертеж, подобно чертежу плиты на листе № 1. На основании такого чертежа составляется спецификация железа по образцу приведенной ниже таблицы. Такая спецификация должна содержать: номер стержня, количество, диаметр, полную длину вместе с крючками по концам стержня, эскизы стержней со всеми размерами и вес стержней.

В этой таблице (в графе с эскизами) рекомендуется обратить внимание на расстановку размеров всех отдельных частей каждого стержня.

Спецификация железа.

№	Колич. штук	Диаметр	Полная длина	Чертеж	Вес в кгр.
1a	120	10	3,40		248,88
1e	116	10	4,10		290,11
2a	4	20	8,60		83,94
2b	4	20	7,50		73,20
2c	4	20	6,20		60,51
					756,64

Расчет заделки плиты в стену.

В крайних пролетах (черт. 87) плита одной стороной (на крайней опоре) опирается на стену.

Глубина заделки плиты в стену здесь обычно берется без расчета равной $x = d$ и в крайнем случае $x = 1,5d$, где d — толщина плиты.

Если рассчитать длину x , то даже при больших нагрузках она получается обыкновенно меньше $x = d$.

В случае надобности расчет глубины x производится так.

Для определения опорной реакции рассматриваем плиту, как разрезную балку, что соответствует (см. Залигер — Железобетон, стр. 635, изд. 1927 г.) последним немецким нормам, по которым давления на стены могут определяться в предположении балок свободно лежащих, разрезных.

Тогда опорное давление

$$A = (p + q) \frac{l}{2} = (285 + 1100) \cdot \frac{1,70}{2} = 1175 \text{ кгр.}$$

где (см. стр. 39)

$p = 285$ кгр. — постоянная нагрузкз на 1 кв. метр.

$p = 1100$ „ временная „ „ „ „

$l = 1,70$ метр. — пролет плиты

Допускаемое напряжение на сжатие кирпичной кладки на известковом растворе (см. стр. 184) принимаем $k = 8$ кгр./см².

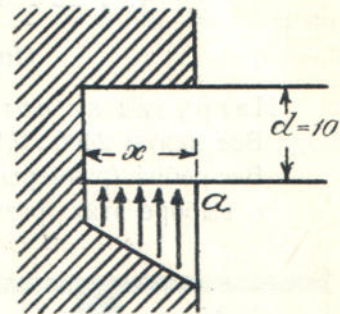
Затем положим, что от выше лежащих этажей передается давление 2 кгр./см². Следовательно, в месте заделки плиты в стену можно допускать $8 - 2 = 6$ кгр./см². Но, в виду некоторого отклонения плиты при изгибе от горизонтали и увеличения от этого (черт. 87) давления у наружного края a кирпичной кладки, принимаем коэффициент использования указанного напряжения (6 кгр.) кирпичной кладки—0,75; т. е. будем считать, что на каждый см.² участка x (черт. 87) можно передать равномерное давление только

$$k = 0,75 \cdot 6,0 = 4,5 \text{ кгр./см}^2.$$

Тогда глубина заделки

$$x = \frac{1175}{4,5 \cdot 100} = 2,6 \text{ см.},$$

где $b = 100$ см., т. к. мы рассматриваем участок плиты, шириной 1,00 метр. В данном проекте принято $x = 10$ см., т. е. равным толщине плиты (см. лист № 1). Следовательно, несмотря на большую временную нагрузку, расчетная длина ($x = 2,6$ см.) получилась значительно меньше принятой ($x = 10$ см.).



Черт. 87.

Некоторые конструкторы рекомендуют между стеной и концом плиты оставлять зазор $m \approx 1$ см. для того, чтобы, в случае температурных изменений, плита могла свободно удлиняться, не расстраивая кирпичной кладки. Но на практике такой зазор осуществляется редко.

4. Расчет второстепенных балок.

Определение нагрузок.

Нагрузка на погонный метр балки (черт. 71 на стр. 36)

Вес плиты $2400 \cdot 0,10 \cdot 1,70 \dots \dots \dots 415$ кгр.

Вес ребра (размеры в свету принимаем $0,25 \times 0,40$ мтр.:

о выборе этих размеров см. ниже) $2400 \cdot 0,25 \cdot 0,40 \cdot 240$ кгр.

Итого $\dots \dots 655$ кгр.

на погонный метр балки.

К этому весу надо прибавить еще вес (45 кгр.) пола (о котором см. стр. 39, и который здесь ошибочно пропущен).

Временная нагрузка на погонный метр балки $1100 \cdot 1,70 = 1870$ кгр.

Напомним здесь главнейшие правила, которыми можно руководствоваться для определения предварительного веса ребра (черт. 88).

1) Полезную высоту h ребра рекомендуется принимать не меньше $\frac{1}{20} l$, где l — пролет ребра.

2) Высоту ребра можно определять по формулам Клейнлогеля

$$h_1 = 10 \sqrt{M} \text{ до } 14 \sqrt{M}$$

или в среднем

$$h_1 = 12 \sqrt{M}$$

где h_1 в см. высота ребра в свету, а M — изгибающей момент в тонно-метрах.

3) Ширину ребра для предварительного расчета можно принимать

$$b_1 = \frac{1}{2} d_0$$

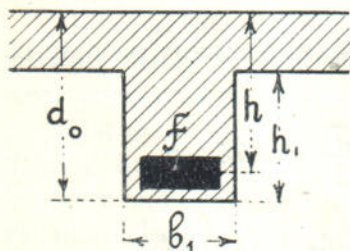
но согласно § 57 путейских норм b_1 не меньше 20 см. и только в исключительных случаях (при небольших нагрузках) допускается $b_1 = 15$ см.

В эстетическом отношении хорошо, когда $b_1 \approx \frac{1}{2} h_1$, где h_1 — высота ребра в свету.

При больших временных нагрузках особенная точность при определении веса ребра большого значения не имеет, т. к. в таких случаях вес ребра обыкновенно очень мал, по сравнению со всей нагрузкой.

Напр., в данном случае вес ребра равен 240 кгр., тогда как вся нагрузка равна $655 + 1870 = 2525$ кгр.

Следовательно, могущая произойти разница в весе ребра после точного определения его размеров не окажет существенного влияния на окончательный результат. Напомним и здесь, что по § 15 норм вторичный перерасчет производится только в том случае, если разница между действительной нагрузкой и той, которая принята в расчет, окажется больше 5%. Иногда в расчет вводят и вес вутов; для этого принятый вес ребра увеличивают примерно на 10%.



Черт. 88.

Определение изгибающих моментов и поперечных сил.

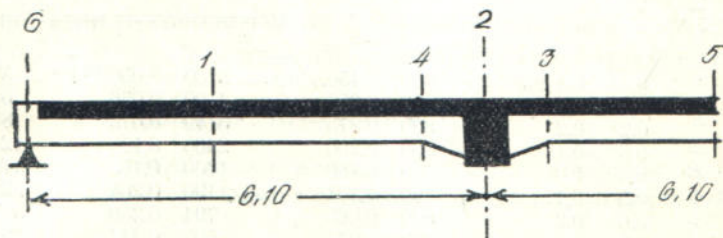
В виду равенства пролетов определение моментов M и поперечных сил Q ведем по таблице Винклера для трехпролетной балки на стр. 189. (Для определения моментов можно пользоваться и таблицами на стр. 191).

Найденные значения M и Q выписаны в таблицы (см. ниже), и по ним вычерчены эпюры M и Q на листе № 2.

Подбор сечений.

Сечение № 1 (черт. 89). Это сечение берется в расстоянии $0,4l$ от

крайней опоры, т. к. (см. ниже таблицу) наибольший момент в первом пролете будет именно в этом сечении. Затем напомним ска-



Черт. 89.

занное на стр. 13, что наиболее дешевые ребристые плиты получают при наибольшем ($\sigma_s = 1200$) напряжении железа и напряжении бетона, равном примерно $\sigma_b = 25$ кгр./см²). Поэтому задаемся $\sigma_b = 25$ и

Таблица
моментов для второстепенной балки.

Пролет $l = 6,10$ мтр.

Нагрузка на пог. метр от собств. веса $p = 655$ кгр.

" " " временная $q = 1870$ "

$$pl^2 = 655 \cdot 6,10^2 = 24400;$$

$$M_{max} = apl^2 + bql^2.$$

$$ql^2 = 1870 \cdot 6,10^2 = 69600;$$

$$M_{min} = apl^2 + cql^2.$$

1	2	3	4	5	6	7
Пролеты	Сечения	apl^2	$+ bql^2$	$- cql^2$	M_{max} кгр. мтр.	M_{min} кгр. мтр.
Первый	0,1	0,035.24400 = + 854	0,04.69600 = 2785	0,005.69600 = 348	+ 3639	+ 506
	0,2	0,06 +1462	0,07 4870	0,010 696	+ 6332	+ 766
	0,3	0,075 +1830	0,09 6260	0,015 1043	+ 8090	+ 787
	0,4	0,08 +1950	0,10 6960	0,020 1392	+ 8910	+ 558
	0,5	0,075 +1830	0,10 6960	0,025 1740	+ 8790	+ 90
	0,6	0,06 +1462	0,09 6260	0,030 2088	+ 7722	- 626
	0,7	0,035 + 854	0,07 4870	0,035 2440	+ 5724	- 1586
	0,8	0,0 0	0,04 2800	0,040 2800	+ 2800	- 2800
	0,9	0,045 -1098	0,02 1495	0,065 3550	+ 397	- 4648
	1,0	0,10 -2440	0,017 1160	0,117 8100	+ 1280	-10540
Второй	1,0	0,110.24400 = -2440	0,017.69600 = 1160	0,117.69600 = 8100	- 1280	-10540
	1,1	0,055 -1340	0,015 520	0,062 4350	- 820	- 5690
	1,2	0,02 -488	0,03 2090	0,050 3480	- 1602	- 3968
	1,3	0,005 +122	0,055 3830	0,050 3480	+ 3952	- 3358
	1,4	0,020 +488	0,07 4875	0,050 3480	+ 5363	- 2992
	1,5	0,025 +610	0,075 5220	0,050 3480	+ 5830	- 2870

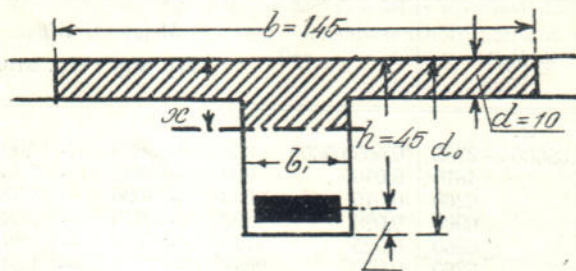
Таблица
поперечных сил для второстепенной балки

Пролет $l = 6,10$ мтр.
 Нагрузка на пог. метр от собств. веса $p = 655$ кгр.
 " " " временная $q = 1870$ " "
 $pl = 655 \cdot 6,10 = 4000$; $Q_{max} = \alpha pl + \beta ql$
 $ql = 1870 \cdot 6,10 = 11400$; $Q_{min} = \alpha pl + \beta ql$

1	2	3	4	5	6	7
Пролеты	Сечения	αpl	$+\beta ql$	$-\gamma ql$	Q_{max} кгр.	Q_{min} кгр.
Первый	0,0l	$0,4 \cdot 4000 = +1600$	$0,450 \cdot 11400 = 5130$	$0,050 \cdot 11400 = 570$	$+ 6730$	$+ 1030$
	0,1	$+ 1200$	$0,356$ 4100	$0,056$ 640	$+ 5300$	$+ 560$
	0,2	$+ 800$	$0,275$ 3140	$0,075$ 855	$+ 3940$	$- 55$
	0,3	$+ 400$	$0,206$ 2360	$0,106$ 1215	$+ 2760$	$- 815$
	0,4	0	$0,150$ 1700	$0,150$ 1700	$+ 1700$	$- 1700$
	0,5	$- 400$	$0,104$ 1190	$0,204$ 2320	$+ 790$	$- 2720$
	0,6	$- 800$	$0,069$ 794	$0,269$ 3070	$- 6$	$- 3870$
	0,7	$- 1200$	$0,044$ 505	$0,344$ 3930	$- 695$	$- 5130$
	0,8	$- 1600$	$0,028$ 320	$0,428$ 4880	$- 1280$	$- 6480$
	0,9	$- 2000$	$0,019$ 220	$0,519$ 5900	$- 1780$	$- 7900$
1,0	$- 2400$	$0,017$ 190	$0,617$ 7050	$- 2210$	$- 9450$	
Второй	1,0l	$0,5 \cdot 4000 = +2000$	$0,583 \cdot 11400 = 6660$	$0,083 \cdot 11400 = 946$	$+ 8660$	$+ 1054$
	1,1	$+ 1600$	$0,487$ 5550	$0,087$ 990	$+ 7150$	$+ 610$
	1,2	$+ 1200$	$0,399$ 4560	$0,099$ 1130	$+ 5760$	$+ 70$
	1,3	$+ 800$	$0,321$ 3670	$0,121$ 1380	$+ 4470$	$- 580$
	1,4	$+ 400$	$0,254$ 2900	$0,154$ 1760	$+ 3300$	$- 1360$
	1,5	0,0	$0,198$ 2360	$0,198$ 2260	$+ 2360$	$- 2260$

$\sigma_0 = 1200$, и по этим напряжениям найдем высоту ребра h и количество арматуры f .

Здесь (черт. 90) сжатой частью будет верх балки, т. е. плита, а растянутой—низ ребра, а потому в расчет надо вводить ширину плиты b .



Черт. 90.

Можно руководствоваться и таким правилом: при расчете на положительный момент—вводится (черт. 90) ширина плиты b , а при расчете на отрицательный момент—ширина ребра b_1 .

Заметим, что по § 30 путейских норм плита вводится в расчет только тогда, когда толщина ее больше $\frac{1}{10}$ полной высоты балки. В данном случае (черт. 90)

$$\frac{d}{d_0} = \frac{10}{50} = \frac{1}{5} > \frac{1}{10}$$

где $d = 10$ см.—толщина плиты, а $d_0 = 50$ см.—принятая ниже полная (включая и плиту) высота ребра. Поэтому здесь можно в расчет вводить и плиту. В противном случае, вместо ширины плиты b надо было бы взять ширину ребра b_1 .

Вводимая в расчет ширина плиты b , по § 31 норм Госплана, должна быть не более

$$b \leq \frac{1}{3} l = \frac{6,10}{3} = 2,03 \text{ мтр.}$$

$$b \leq 1,70 \text{ мтр.}$$

где 6,10 мтр.—это пролет второстепенной балки, а 1,70 мтр.—расстояние между ними.

Из этих двух величин в расчет надо принимать меньшую (1,70 мтр.).

По § 30 путевых норм к этим условиям добавляется еще третье условие, а именно: ширина b должна быть не больше $16 d$, где d — толщина плиты. Большее b получается при $b = 16 d$. Поэтому часто, особенно при предварительных расчетах, принимают прямо $b = 16 d$.

Следовательно, если руководствоваться нормами Госплана, то надо было бы принять $b = 170$ см. Но мы в запас примем, согласно путевым нормам

$$b = 16d = 16 \cdot 10 = 160 \text{ см.}$$

В дальнейшем вместо $b = 160$ см. по ошибке введено $b = 145$ см. Эта ошибка идет в запас прочности и, в виду небольшого влияния на конечный результат, оставлена без исправления.

Кроме того, часто даже и в том случае, когда толщина плиты больше $\frac{1}{10}$ высоты балки (см. § 30 путевых норм) в расчет вводится не вся найденная выше ширина плиты, а только часть ее, иногда (черт. 90) не более $b = d_0$ — высоты балки. Это имеет место в тавровых сечениях с тонкими плитами и высокими ребрами, т. к. в этих случаях трудно рассчитывать на работу всей найденной выше ширины ($b = 160$ см.) плиты.

Определивши расчетную ширину b , переходим к определению h и f .

Для данного сечения мы имеем:

$$M = 8910 \text{ кгр. мтр. (см. таблицу на стр. 61).}$$

$$b = 145 \text{ см.}$$

$b_1 = 25$ см.—ширина ребра. Для второстепенных балок обычно принимают $b_1 = 20$ до 30 см. но не менее (см. стр. 60) 20 см.

$d = 10$ см.—найденная выше толщина плиты (см. стр. 43)

$$\frac{b_1}{b} = \frac{25}{145} = 0,172 \approx 0,175; \text{ (это отношение можно всегда округлять до ближайшего значения в таблице на стр. 220).}$$

$$\sqrt{\frac{M}{b}} = \sqrt{\frac{8910}{1,45}} = 79,45$$

$$\frac{1}{d} \sqrt{\frac{M}{b}} = \frac{1}{10} \cdot 79,45 = 7,945 \approx 8,00.$$

Затем обращаемся к таблице на стр. 220 (при $\sigma_b = 25$ и $\sigma_e = 1200$).

$$\text{Т. к. } \sqrt{\frac{M}{bd^2}} = \frac{1}{d} \sqrt{\frac{M}{b}} = 8,00 > 6,95$$

(где $\sqrt{\frac{M}{bd^2}} = 6,95$: это самый верхний—подчеркнутый—коэффициент в 1-й вертикальной графе таблицы), то это значит, что $x > d$ (нейтраль-

ная ось выходит из пределов плиты), и для определения h и f надо пользоваться именно этой таблицей.

Если бы оказалось, что $\sqrt{\frac{M}{bd^2}} < 6,95$, то надо было бы пользоваться таблицей на стр. 210 для случая $x < d$.

Ищем в этой таблице коэффициенты для h и z (по горизонтали для $\frac{1}{d} \sqrt{\frac{M}{b}} = 8,00$ и по вертикали для $\frac{b}{b_1} = 0,175$); после чего получим

$$h = 0,611 \sqrt{\frac{M}{b}} = 0,611 \cdot 79,45 = 48,5 \text{ см.}$$

$$z = 0,926 h = 0,926 \cdot 48,5 = 45,5 \text{ см.}$$

$$f = \frac{M}{\sigma_e z} = \frac{891000}{1200 \cdot 45,5} = 16,3 \text{ см.}^2$$

Предварительный подбор h и f , правда, менее, но практически достаточно точно можно сделать и по таблице на стр. 210, которая может служить и для контроля проделанных выше действий. Например, задавая $\frac{\sigma_b}{\sigma_e} = \frac{25}{1200}$, по упомянутой таблице получим

$$\sqrt{\frac{M}{b}} = \sqrt{\frac{8910}{1,45}} = 79,45$$

$$h = a_2 \sqrt{\frac{M}{b}} = 0,60 \cdot 79,45 = 47,67 \text{ см.}$$

$$f = a_3 b \sqrt{\frac{M}{b}} = 0,15 \cdot 1,45 \cdot 79,45 = 17,3 \text{ см.}^2$$

Т. е. получили h и f примерно такие же, как и выше.

Обратим внимание, что т. к. тавровые сечения, по сказанному выше, обычно рассчитывают при напряжениях

$$\frac{\sigma_b}{\sigma_e} = \frac{25}{1200}$$

то для этих напряжений коэффициент в написанных выше формулах равен

$$a_2 = 0,60$$

$$a_3 = 0,15$$

а самые формулы имеют вид

$$h = 0,60 \sqrt{\frac{M}{b}}$$

$$f = 0,15 b \sqrt{\frac{M}{b}}$$

Эти формулы полезно заметить, т. к. вместо указанной таблицы можно просто пользоваться этими формулами.

Относительно упомянутой таблицы нужно заметить еще следующее. Она составлена собственно для простых (без ребер) плит и для тавровых сечений, когда $x < d$. Для случая же $x > d$ эта таблица дает следующее.

Положим, задавшись известными напряжениями бетона и железа, мы по этой таблице определили h и f . Если затем для этих h и f сделать проверку напряжений по точным формулам, то получим напряжение бетона, несколько большее принятого, а напряжение железа, вообще говоря, не выше допущенного.

Например, требуется найти h и f для таврового сечения при таких данных: Изгибающий момент $M = 57000$ кгр. мет.

Ширина плиты, вводимая в расчет, $b = 1,90$ метр.

$$\sigma_b = 40 \text{ кгр./см.}^2$$

$$\sigma_e = 1200 \text{ кгр./см.}^2$$

Тогда по указанной таблице при $\frac{\sigma_b}{\sigma_e} = \frac{40}{1200}$ получим (см. стр. 210)

$$\sqrt{\frac{M}{b}} = \sqrt{\frac{57000}{1,90}} = 173$$

$$h = 0,411 \sqrt{\frac{M}{b}} = 0,411 \cdot 173 = 71,5 \text{ см.}$$

$$f = 0,228 b \sqrt{\frac{M}{b}} = 0,228 \cdot 1,90 \cdot 173 = 75 \text{ см.}^2$$

$$x = 0,333 h = 0,333 \cdot 71,5 = 24 \text{ см.} > 12 \text{ см.}$$

Если теперь для этих h и f сделать проверку напряжений по точным формулам то, по сказанному выше, мы должны получить $\sigma_b > 40$ кгр./см.², а σ_e не выше 1200 кгр./см.². Действительно, по формулам на стр. 159.

$$x = \frac{15 f h + \frac{1}{2} b d^2}{n f + b d} = \frac{15 \cdot 71,5 \cdot 75 + \frac{1}{2} \cdot 190 \cdot 12^2}{15 \cdot 75 + 190 \cdot 12} = 27,6 > 12 \text{ см.}$$

$$z = h - \frac{d}{2} + \frac{d^2}{6(2x-d)} = 71,5 - \frac{12}{2} + \frac{12^2}{6(2 \cdot 27,6 - 12)} = 69,55 \text{ см.}$$

$$\sigma_e = \frac{M}{f z} = \frac{5700000}{75 \cdot 69,55} = 1150 < 1200 \text{ кгр./см}^2$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_e x}{n(h-x)} = \frac{1150 \cdot 27,6}{15(71,5 - 27,6)} = 48,4 > 40 \text{ кгр./см.}^2$$

Но т. к. при расчете тавровых сечений, по сказанному выше, задаются напряжением бетона $\sigma_b = 20$ до 30 кгр./см.², т. е. значительно меньшим допущаемого, то найденные при $\sigma_b = 20$ до 30 кгр./см.² величины h и f при проверке по точным формулам дадут напряжения не выше допущаемых. Поэтому указанной таблицей можно пользоваться и для случая $x > d$.

Здесь только мы получаем h и f не совсем соответствующие принятым напряжениям¹⁾, но, по сказанному, это не имеет практического значения.

Найденная выше высота $h = 48,5$ см больше $\frac{1}{20} l = \frac{1}{20} 6,10 \approx 30$ см. как это (см. стр. 14) рекомендуется ($l = 6,10$ метр.—пролет второсте-

¹⁾ Так, выше с помощью таблицы, при $\frac{\sigma_b}{\sigma_e} = \frac{40}{1200}$, мы нашли $h = 71,5$ и $f = 75$ см.², а когда проверили эти h и f по точным формулам, то оказалось, что им соответствуют напряжения не $\frac{\sigma_b}{\sigma_e} = \frac{40}{1200}$, а $\frac{\sigma_b}{\sigma_e} = \frac{48,4}{1150}$.

пенной балки). Следовательно, если высота помещения позволяет, то на этой высоте можно остановиться. Но, положим, почему-либо (архитектурные соображения, низкое помещение) требуется уменьшить (черт. 90) полезную высоту ребра до $h = 45$ см. (но не следует принимать $h < \frac{1}{20} l$).

В предыдущем случае задача была такова: давалось M , и требовалось найти h и f . Здесь дается M и h , и требуется найти только f .

Такая задача проще всего решается с помощью следующей приближенной формулы (о которой см. стр. 159, и которая дает несколько преувеличенные, но практически вполне удовлетворительные результаты)

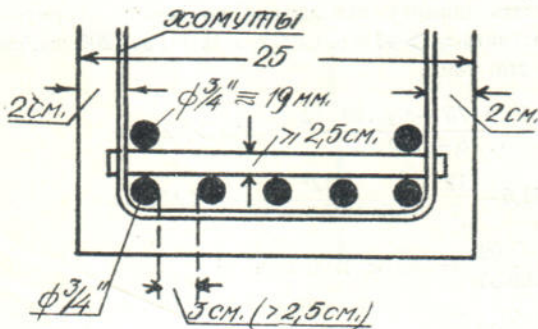
$$f = \frac{M}{\sigma_e \left(h - \frac{d}{2} \right)} = \frac{891000}{1200 \left(45 - \frac{10}{2} \right)} = 18,6 \text{ см. . . . (A)}$$

где $d = 10$ см.—толщина плиты. Принимаем

$$f = 7 \phi^{3/4} = 20,1 \text{ см.}^2$$

(для упрощения работ берем все стержни одного диаметра; см. об этом стр. 74).

Заметим, что по § 60 путейских норм диаметр рабочей арматуры в балках должен быть не меньше 10 мм.; (о выборе диаметра см. стр. 6).



Черт. 91.

Затем, по §§ 60 и 61 норм, расположение стержней в ребре (черт. 91) должно удовлетворять следующим условиям: 1) расстояние в свету между рабочими стержнями должно быть не менее диаметра самого стержня и не менее $2\frac{1}{2}$ см. и 2) расстояние в свету рабочих стержней до поверхности бетона не меньше 2 см.

Чтобы получить эти расстояния, укладываем полученные $7 \phi^{3/4}$ в два ряда, как показано на черт. 91, причем, по изложенному на стр. 15, стержни второго ряда укладываются по краям сечения¹⁾.

Заметим также, что, ограничивая по тем или другим причинам высоту балки, мы можем дойти до такой высоты, при которой уже потребуются двойная арматура.

Поэтому при пользовании приведенной выше формулой (A) надо убедиться, нужна ли в данном сечении двойная арматура, т. к., если она нужна, то упомянутая формула для такого сечения не годится, или в крайнем случае может дать, и то приближенно, сечение только растянутой арматуры, а сжатая арматура должна быть определена особо. Эта проверка делается так.

¹⁾ Чтобы получить между рядами арматуры расстояние не меньше 2,5 см., как это требуется § 61 норм, рекомендуется прокладка между ними железных стержней соответствующей толщины, как показано на черт. 91.

По таблице на стр. 210, при $\sigma_b = 40$ и $\sigma_e = 1200$, находим:

$$\sqrt{\frac{M}{b}} = \sqrt{\frac{8910}{1,45}} = 79,45$$

$$h = a_2 \sqrt{\frac{M}{b}} = 0,41 \cdot 79,45 = 33 \text{ см.};$$

(заметим, что здесь, согласно таблице, $x = 0,333 h = 0,333 \cdot 33 = 11 > 10$ см., т. е. нейтральная ось выходит из пределов плиты, а потому, для получения более точного значения h , можно пользоваться таблицей на стр. 223). Следовательно, при одиночной арматуре потребовалась бы высота не менее $h = 33$ см., а потому, при принятой выше высоте $h = 45$ см., надобности в двойной арматуре нет.

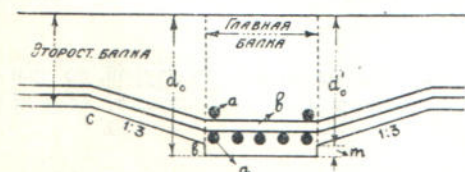
Сечение № 2 (над второй опорой; см. черт. 89 на стр. 61). При расчете этого сечения нужно иметь в виду следующее:

1) За расчетную высоту здесь (черт. 92) принимают h — расстояние от края a сжатой зоны до центра тяжести растянутой арматуры. Растянутая зона здесь будет вверху, а сжатая внизу.

2) Подбирая здесь высоту h , надо иметь в виду, что она не может быть больше высоты d_0 главной балки.

Высота же d главной балки часто ограничивается требованием, по возможности, не стеснять высоту помещения, вследствие установки кранов, трансмиссии, архитектурных соображений и т. д. Обычно высота главной балки $d_0 = 40$ до 70 см.; при больших нагрузках (склады) доходит до $d_0 = 1,00$ и более метров.

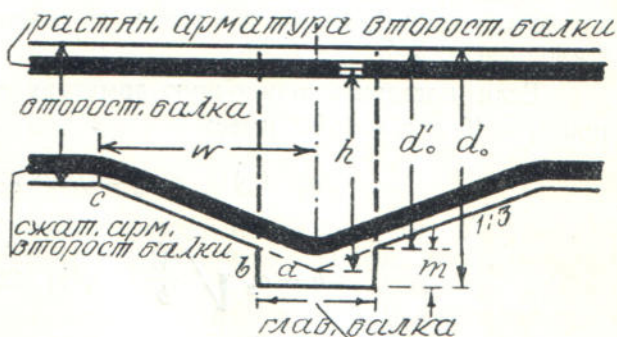
Поэтому, рассчитывая здесь h , надо иметь в виду высоту главной балки.



Черт. 93.

Иногда высота второстепенной балки в рассматриваемом сечении принимается настолько большой, что нижнюю арматуру здесь приходится располагать по черт. 93. В таких случаях высоту m для предварительных расчетов рекомендуется принимать $m \approx 5$ см.

3) Наклон вута bc рекомендуется делать не более 1 : 3. Начало его c по возможности не должно заходить в зону положительных моментов (см. на листе № 2 эпюру моментов), т. к. в противном случае перелом балки (точка c) будет находиться в растянутой зоне (в зоне



Черт. 92.

положительных моментов), а вогнутых переломов в растянутых частях по возможности следует избегать. (См. об этом стр. 17).

Длина вута (черт. 92), по § 58 путейских норм, должна быть не менее

$$w = \frac{1}{10} l$$

где l — пролет балки.

Здесь мы имеем:

$b = 0,25$ метр. — ширина второстепенной балки.

$M = -10540$ кгр. мтр. (См. таблицу на стр. 61)

$$\sqrt{\frac{M}{b}} = \sqrt{\frac{10540}{0,25}} = 205$$

Заметим, что здесь расчет идет на отрицательный момент. Это значит, что сжатая зона будет в нижней части балки, а потому, по сказанному на стр. 62, в расчет надо вводить ширину ребра $b = 25$ см.

Если поставить одиночную арматуру, то по таблице на стр. 210 при $\sigma_b = 40$ и $\sigma_s = 1200$, имеем

$$a_2 = 0,411 \text{ и } a_3 = 0,228 \approx 0,23$$

$$h = a_2 \sqrt{\frac{M}{b}} = 0,411 \cdot 205 = 85 \text{ см.}$$

$$f = a_3 b \sqrt{\frac{M}{b}} = 0,23 \cdot 0,25 \cdot 205 = 11,9 \text{ см.}^2$$

Но положим, по тем или другим причинам, высота должна быть не больше $h = 70$ см. Очевидно, что при такой высоте нужна двойная арматура, т. к. при одиночной арматуре, как найдено выше, необходима высота $h = 85$ см.

Теоретически можно и при $h = 70$ см. обойтись одиночной арматурой, но практически это будет невыгодно. Действительно, посмотрим, что произойдет, если при $h = 70$ см. поставить одиночную арматуру.

В этом случае мы будем иметь

$$h = 70 \text{ см.}$$

$$b = 0,25 \text{ мтр.}$$

$$M = 10540 \text{ кгр. мтр.}$$

$$\sqrt{\frac{M}{b}} = \sqrt{\frac{10540}{0,25}} = 205$$

$$a_2 = \frac{h}{\sqrt{\frac{M}{b}}} = \frac{70}{205} = 0,34$$

По этому значению a_2 по таблице на стр. 210, при $\sigma_b = 40$, находим (между $a_3 = 0,576$ и $a_2 = 0,757$) $a_3 \approx 0,66$

Откуда

$$f = 0,66 b \sqrt{\frac{M}{b}} = 0,66 \cdot 0,25 \cdot 205 = 33,5 \text{ см}^2,$$

где

$$b = 0,25 \text{ метр. и } \sqrt{\frac{M}{b}} = 205.$$

Тогда, как при двойной арматуре и при той же высоте $h = 70$ см. требуется железа (см. дальше на стр. 70)

$$f + f_1 = 14,1 + 10,1 = 24,2 \text{ см}^2;$$

т. е. гораздо меньше, причем напряжение железа при одиночной арматуре получается $\sigma_e = 550$ вместо допускаемого $\sigma_e = 1200$. Это значит, что железо будет далеко не использовано. Стоимость 1 пог. метра балки при этом меняется так (цены см. стр. 46):

а) при двойной арматуре ($h = 70$ см.)

бетон 0,4 . 25 . 70	7 р. 00 к.
железо 24 . 24,2	5 р. 80 к.
	12 р. 80 к.

б) при одиночной арматуре ($h = 70$ см.)

бетон (как и выше)	7 р. 00 к.
железо 24 . 33,5	8 р. 00 к.
	15 р. 00 к.

Т. е. выгоднее поставить двойную арматуру. Исключение может быть в том случае, когда принятая высота h мало отличается от высоты, необходимой при одиночной арматуре (в данном случае $h = 85$ см.). В этом случае сечение сжатой арматуры получается очень малым, и, чтобы не усложнять работу установкой двойной арматуры, предпочитают ставить одиночную, хотя при этом и потребуется некоторый излишек арматуры.

Интересно еще сравнить стоимость балки при $\sigma_b = 40$ и $\sigma_e = 1200$, т. е. для $h = 85$ см. и $f = 11,9$ см.² (См. выше).

Бетон 0,4 . 25 . 85	8 р. 50 к.
Железо 24 . 11,9	2 р. 85 к.
	11 р. 35 к.

Оказывается, что самым дешевым будет сечение с одиночной арматурой и при наибольшем напряжении $\sigma_b = 40$ кгр./см.².

В данном сечении дается h , и надо найти f и f_1 .

Для этого воспользуемся известными таблицами Гейера (Geyer). (Подробности о них см. стр. 153).

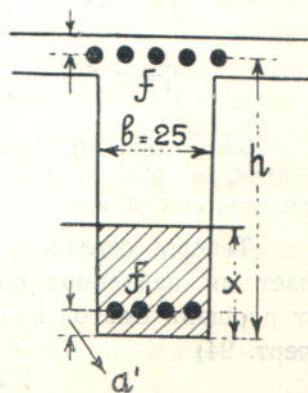
Здесь (черт. 94)

$$b = 25 \text{ см.}$$

$$h = 70 \text{ см.}$$

$$M = 1054000 \text{ кгр. см. (См. таблицу на стр. 61).}$$

$$\left(\sqrt{\frac{M}{b}} = \sqrt{\frac{1054000}{25}} = 205 \right)$$



Черт. 94.

Для упомянутых таблиц имеют место следующие формулы:
положение нейтральной оси

$$x = \varphi h \dots \dots \dots (1)$$

полезная высота сечения

$$h = \mu \sqrt{\frac{M}{b}} \dots \dots \dots (2)$$

сечение растянутой арматуры

$$f = \rho bh \dots \dots \dots (3)$$

сечение сжатой арматуры

$$f_1 = a \cdot f \cdot \frac{2}{3} \cdot \frac{x}{x - a'} \dots \dots \dots (4)$$

где коэффициенты φ , μ , ρ и a берутся из упомянутой таблицы.

Из формулы 2-й имеем

$$\mu = \frac{h}{\sqrt{\frac{M}{b}}} = \frac{70}{205} = 0,345.$$

По этому μ при $\sigma_s = 1200$ и $\sigma_c = 40$ в таблице Гейера (см. стр. 217) находим (интерполируя между $\mu = 0,343$ и $\mu = 0,335$)

$$\varphi = 0,333$$

$$\rho = 0,00804 \text{ (между } 0,00794 \text{ и } 0,00833)$$

$$a = 0,935 \text{ (между } 0,9 \text{ и } 1,0).$$

Откуда, по предыдущим формулам

$$x = \varphi h = 0,333 \cdot 70 = 23,31 \text{ см.}$$

$$f = \rho bh = 0,00804 \cdot 25 \cdot 70 = 14,1 \text{ см.}^2$$

$$f_1 = a \cdot f \cdot \frac{2}{3} \cdot \frac{x}{x - a'} = 0,935 \cdot 14,1 \cdot \frac{2}{3} \cdot \frac{23,31}{23,31 - 3} = 10,1 \text{ см.}^2$$

Здесь (черт. 94), принято $a' = 3$ см. Обычно это расстояние принимают $a' = 0,06d_0$ до $0,07d_0$, но не меньше 2,5—3 см., т. к. уже один слой бетона, покрывающий арматуру, по § 60 норм. должен быть не менее 2 см.

Теперь, согласно требованиям § 49 норм, проверим, не превышает ли найденное количество $f_1 = 10,1 \text{ см.}^2$ сжатой арматуры—3% от площади сжатой зоны сечения балки. Площадь сжатой зоны здесь (черт. 94)

$$b \cdot x = 25 \cdot 23,31 = 580 \text{ см.}^2$$

Следовательно, сжатая арматура $f_1 = 10,1 \text{ см.}^2$ составляет от этой площади бетона

$$\frac{10,1 \cdot 100}{580} = 1,77 < 3\%$$

а потому найденные f и f_1 можно оставить. Если бы оказалось, что f_1 больше 3%, то надо было бы увеличить высоту сечения, а может

быть, и устроить вут, как показано на черт 30-d, на стр. 16, т. е. с уширением балки по бокам.

Для контроля проделанных выше вычислений можно пользоваться также формулами, приведенными на стр. 151—152.

Итак (черт. 95), для данного сечения принимаем по таблице на стр. 208

$$\text{вверху } f = 5 \phi^{3/4} = 14,4 \text{ см.}^2$$

$$\text{внизу } f_1 = 4 \phi^{3/4} = 11,5 \text{ см.}^2$$

Если, руководствуясь черт. 91 на стр. 66, расположить эту арматуру в ребре, в один ряд, то убедимся, что все требования § 60 и 61 норм будут выполнены, а именно: расстояния между стержнями в свету будут не меньше 2,5 см., и расстояния (в свету) между стержнями и поверхностью бетона—не меньше 2 см.

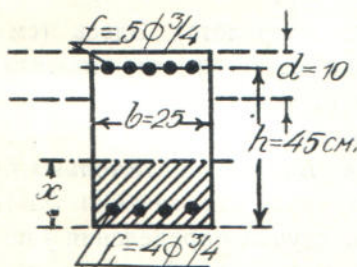
Сечение № 3 (черт. 89, на стр. 61).

Из двух сечений № 3 и № 4 (черт 89) расчет надо начинать с того сечения, у которого момент больше (в данном случае сечение № 3)

Дело в том, что в этих сечениях часто приходится ставить двойную арматуру, сечение которой, по § 49 норм, не должно превышать 3% от сжатой части бетона. Очевидно, если принятое сечение балки удовлетворит этому условию при большем моменте, то тем более оно удовлетворит этому условию и при меньшем моменте, т. к. сечения №№ 3 и 4 обыкновенно делают одинаковой высоты.

Иногда поступают еще и так: из двух сечений № 3 и № 4 рассчитывают только одно, а именно то, у которого момент больше, и, для упрощения, по этому сечению армируют и другое сечение.

Здесь (черт. 96)



Черт. 96.

$b = 0,25$ мтр. (т. к. расчет идет на отрицательный момент, то в расчет вводится ширина ребра)

$h = 45$ см. (как и в сечении № 1)

$M = -5310$ кгр. мтр. (берется по масштабу из эпюры моментов на листе № 2)

$$\sqrt{\frac{M}{b}} = \sqrt{\frac{5310}{0,25}} = 146$$

При одиночной арматуре потребовалось бы высота (по таблице на стр. 210 при $\sigma_b = 40$ и $\sigma_c = 1200$)

$$h = 0,41 \sqrt{\frac{M}{b}} = 0,41 \cdot 146 = 60 \text{ см.}$$

Следовательно, при $h = 45$ см. нужна двойная арматура. Поэтому расчет ведем по таблице на стр. 217 аналогично сечению № 2 на стр. 67. В результате получим

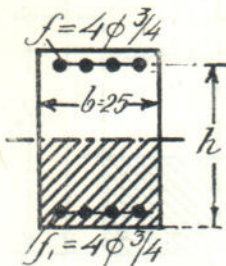
$$\begin{aligned} \text{вверху } f &= 5 \phi^{3/4} = 14,4 \text{ см.}^2 \\ \text{внизу } f_1 &= 4 \phi^{3/4} = 11,5 \text{ см.}^2 \end{aligned}$$

Сечение № 4 (черт. 89, на стр. 61).

Здесь мы имеем (черт. 97)

$$\begin{aligned} h &= 45 \text{ см.} \\ b &= 0,25 \text{ мтр.} \end{aligned}$$

$M = -4750$ кгр. мтр. (берется по масштабу из эпюры моментов на листе № 2)



Черт. 97.

$$\sqrt{\frac{M}{b}} = \sqrt{\frac{4750}{0,25}} = 138.$$

При одиночной арматуре потребовалось бы высота (по таблице на стр. 210 при $\sigma_b = 40$ и $\sigma_s = 1200$)

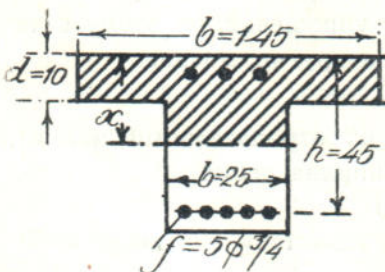
$$h = 0,41 \sqrt{\frac{M}{b}} = 0,41 \cdot 138 = 57 \text{ см.}$$

Следовательно, при $h = 45$ см. необходимо поставить двойную арматуру. Далее расчет ведется аналогично сечению № 2, а потому дадим только конечные результаты

$$\begin{aligned} \text{вверху } f &= 4 \phi^{3/4} = 11,5 \text{ см.}^2 \\ \text{внизу } f_1 &= 4 \phi^{3/4} = 11,5 \text{ см.}^2 \end{aligned}$$

Сечение № 5 (черт. 89), середина второго пролета). Здесь (см. эпюру моментов на листе № 2) расчет надо вести на два момента положительный $M = +5830$ кгр. мтр. и отрицательный $M = -2870$ кгр. мтр.

Расчет на $M = +5830$ кгр. мтр. Здесь дается h и надо найти только f . Расчет ведется, как для сечения № 1 на стр. 61 (см. случай определения f по заданному h), а потому дадим только конечный результат



Черт. 98.

$$\text{внизу } f = 5 \phi^{3/4} = 14,4 \text{ см.}^2$$

Расчет на $M = -2870$ кгр. мтр. Здесь сжатой частью будет низ ребра (нижней—сжатой—арматурой в запас пренебрегаем), а потому по формуле

$$f = \frac{M}{0,9 h \sigma_s} = \frac{287000}{0,9 \cdot 45 \cdot 1200} = 5,9 \text{ см.}^2$$

Итак, в сечении № 5 (черт. 98) принимаем

$$\begin{aligned} \text{вверху } f &= 3 \phi^{3/4} = 8,61 \text{ см.}^2 \\ \text{внизу } f &= 5 \phi^{3/4} = 14,4 \text{ см.}^2 \end{aligned}$$

Сечение № 6 (черт. 89 на стр. 61).

Так как здесь балка заделывается в стену, и возможна, следовательно, работа ее на отрицательный момент, то рекомендуется учитывать этот момент по формуле (черт. 99)

$$M = \frac{1}{15} \text{ до } \frac{1}{20} gl^2$$

где $g = p + q$ — сумма постоянной нагрузки p и временной q .

На стр. 60 мы имели

$$p = 655 \text{ кгр.}$$

$$q = 1870 \text{ кгр.}$$

$$g = p + q = 655 + 1870 = 2525 \text{ кгр.}$$

$l = 6,10 \text{ м.}$ — пролет второстепенной балки

$$\text{Принимаем } M = -\frac{1}{20} gl^2 = -\frac{2525 \cdot 6,10^2}{20} = -4700 \text{ кгр. мтр.}$$

Затем полагаем (черт. 99), что этот момент изменяется по прямой bc , где c отстоит от точки a (сечения № 6 по черт. 89) примерно на $\frac{1}{5} - \frac{1}{10} l$ (в данном случае принято $ac = \frac{1}{5} l$).

Поперечные размеры балки принимаем $h = 45 \text{ см.}$ и $b = 25 \text{ см.}$, т. е. те же, что и в пролете.

Из вышенаписанного имеем

$$\sqrt{\frac{M}{b}} = \sqrt{\frac{4700}{0,25}} = 138$$

(т. к. расчет идет на отрицательный момент, то по сказанному на стр. 62 в расчет вводится ширина ребра $b = 0,25 \text{ мтр.}$)

При одиночной арматуре потребовалось бы высота h (по таблице на стр. 210 при $\sigma_e = 40$ и $\sigma_e = 1200$):

$$h = 0,41 \sqrt{\frac{M}{b}} = 0,41 \cdot 138 = 57 \text{ см.}$$

Очевидно, что при $h = 45 \text{ см.}$ нужна двойная арматура. Далее расчет ведется аналогично сечению № 2 на стр. 67.

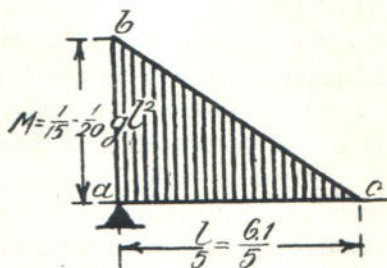
Результаты получим следующие (черт. 100)

$$\text{вверху } f = 4 \phi \frac{3}{4} = 11,5 \text{ см.}^2$$

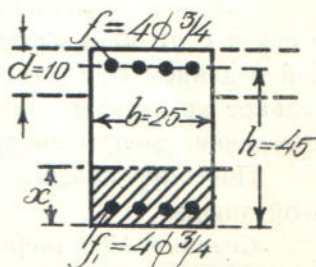
$$\text{внизу } f_1 = 4 \phi \frac{3}{4} = 11,5 \text{ см.}^2$$

Что же касается количества арматуры в остальных сечениях балки, кроме рассмотренных, то оно выяснится при построении эпюр внутренних моментов на стр. 87.

Для удобства, найденные выше h и f для разных сечений лучше выписать в особую таблицу.



Черт. 99.



Черт. 100.

Проверка нормальных напряжений от изгиба.

После описанного выше предварительного подбора сечений балки надо сделать, согласно § 52 норм, проверку напряжений, и если последние получатся не больше допускаемых ($\sigma_b = 40$ и $\sigma_s = 1200$), то принятые выше размеры h и f можно оставить без изменений.

Надо следить и затем, чтобы напряжения были и не слишком ниже допускаемых, во избежание лишней траты материала.

Однако, здесь надо напомнить сказанное выше, что часто выгоднее дать излишек железа, но обойтись как можно меньшим количеством разных диаметров и форм стержней.

Исходя из этого, в данном проекте вся балка армирована стержнями одного диаметра ($3/4''$). Чтобы подойти возможно ближе к расчетному количеству арматуры, пришлось бы ввести стержни двух или даже трех диаметров, что, конечно, значительно усложнило бы работу с арматурой. В случае сомнений, вопрос о выгодности того или другого решения выясняется сравнением стоимости.

Говоря о проверке напряжений, мы приведем маленькую выдержку из курса Залигера по Железобетону (см. стр. 466, изд. 1927 г.), которая покажет, как нужно подходить к указанной проверке:

„В педантично-точных расчетах напряжений и в боязливом установлении временных нагрузок заключается непонимание природы железобетона и цели его статического расчета. Поэтому допускаемые напряжения в бетоне и железе следует выражать в круглых цифрах“. И далее, на той же странице у Залигера сказано: „превышение допускаемых напряжений, как на сжатие, так и на растяжение, если оно только не очень значительно, не является столь существенным“. И только пренебрежение скалывающими напряжениями (о которых см. стр. 81—83) является опасным для сооружения.

Заметим далее, что по разным конструктивным соображениям и в связи с отгибом стержней на косые усилия часто количество стержней в данном сечении приходится брать больше расчетного, и окончательное количество стержней в сечениях балки выясняется только после построения эпюры внутренних моментов (о которой см. стр. 87).

Поэтому проверку напряжений лучше делать после построения этой эпюры.

Сечение № 1 (черт. 89, на стр. 61).

Здесь (см. стр. 63)

$$M = +8910 \text{ кг. мтр.} = 891000 \text{ кг. см.}$$

$$h = 45 \text{ см.}$$

$$d = 10 \text{ см.} \text{—толщина плиты}$$

$$b = 145 \text{ см.}$$

$$f = 20,1 \text{ см.}^2$$

По формуле на стр. 159 черт. 101.

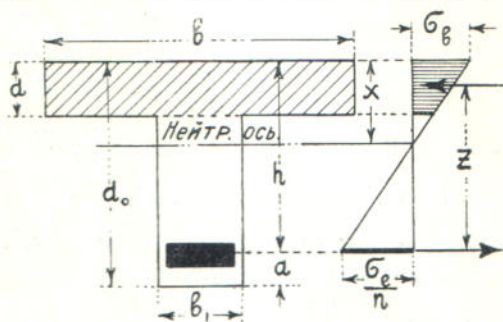
$$x = \frac{\frac{1}{2} \cdot bd^2 + nfh}{bd + nf} = \frac{\frac{1}{2} \cdot 145 \cdot 10^2 + 15 \cdot 20,1 \cdot 45}{145 \cdot 10 + 15 \cdot 20,1} = 11,9 > 10 \text{ см.}$$

Т. е. здесь нейтральная ось выходит из плиты ($d = 10$ см.), и по-верку надо делать по формулам на стр. 159 для случая $x > d$.

Если бы получилось $x < 10$ см., то проверку надо было бы вести по формулам на стр. 149 для случая $x < d$.

По формулам на стр. 159 находим

$$z = h - \frac{d}{2} + \frac{d^2}{6(2x - d)} = 45 - \frac{10}{2} + \frac{10^2}{6(2 \cdot 11,9 - 10)} = 45 - 5 + 1,2 = 41,2 \text{ см.}$$



Черт. 101.

(Заметим, что в этой формуле последний член по сравнению с остальными мал, и потому для приблизительных расчетов часто принимают $z = h - \frac{d}{2}$).

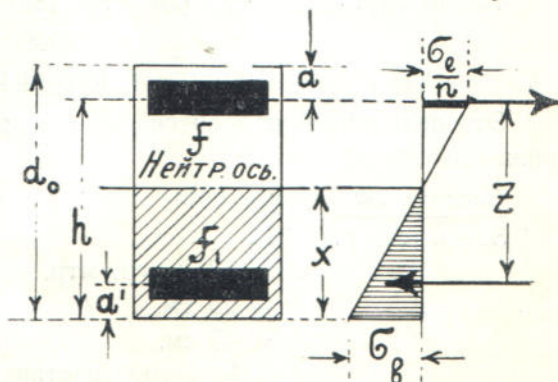
$$\sigma_e = \frac{M}{fz} = \frac{891000}{20,1 \cdot 41,2} = 1080 < 1200 \text{ кгр./см}^2$$

$$\sigma_b = \frac{1}{15} \sigma_e \frac{x}{h - x} = \frac{1}{15} \cdot 1080 \cdot \frac{11,9}{45 - 11,9} = 26,1 < 40 \text{ кгр./см}^2$$

Те же результаты скорее можно получить с помощью таблицы на стр. 224

Заметим, что здесь σ_b получилось значительно меньше допустимого, но это потому, что (см. стр. 61) высота этого сечения рассчитана при напряжении бетона $\sigma_b = 25$ кгр./см.²; напряжение железа получилось также ниже допустимого ($\sigma_e = 1200$), потому что по расчету (см. стр. 66) требуется $f = 18,6$ см.², а принято $f = 20,1$ см.².

Сечение № 2 черт. 89, на стр. 61).



Черт. 102.

Здесь (см. стр. 67)

$$M = -10540 \text{ кгр. мтр.} = -1054000 \text{ кгр. см.}$$

$$h = 70 \text{ см.}$$

$$d = 10 \text{ см.}$$

$$b = 25 \text{ см. (ширина ребра)}$$

$$f = 5 \phi^{3/4} = 14,4 \text{ см}^2 \text{ (растянутая)}$$

$$f_1 = 4 \phi^{3/4} = 11,5 \text{ см}^2 \text{ (сжатая)}$$

$$f + f_1 = 25,9 \text{ см}^2$$

По формулам на стр. 156 (черт. 102)

$$m = \frac{15(f + f_1)}{b} = \frac{15 \cdot 25,9}{25} = 15,5$$

$$m^2 = 15,5^2 = 242$$

$$a' = 3 \text{ см.}^1)$$

$$c = h - a' = 70 - 3 = 67 \text{ см.}$$

$$p = \frac{30}{b} (hf + a'f_1) = \frac{30}{25} (70 \cdot 14,4 + 3 \cdot 11,5) = 1250$$

Положение нейтральной оси

$$x = -m + \sqrt{m^2 + p} = -15,5 + \sqrt{242 + 1250} = 23,1 \text{ см.}$$

Момент сопротивления

$$W = \frac{bx}{6} (3h - x) + \frac{15f_1c}{x} (x - a') = \frac{25 \cdot 23,1}{6} (3 \cdot 70 - 23,1) + \\ + \frac{15 \cdot 11,5 \cdot 67}{23,1} (23,1 - 3,0) = 28100 \text{ см.}^3$$

Напряжение бетона

$$\sigma_b = \frac{M}{W} = \frac{1054000}{28100} = 37,3 \text{ кгр./см.}^2$$

Напряжение растянутой арматуры

$$\sigma_s = \frac{n\sigma_b(h-x)}{x} = 15 \cdot 37,3 \frac{70 - 23,1}{23,1} = 1130 < 1200 \text{ кгр./см.}^2$$

Напряжение сжатой арматуры не поверяется, т. к. оно всегда меньше допускаемого.

Плечо внутренних сил (см. стр. 180)

$$z = \frac{M}{\sigma_s f} = \frac{1054000}{1130 \cdot 14,4} = 64,9 \text{ см.}$$

Эта величина понадобится дальше при проверке скальвающих напряжений.

Сечение № 3 (черт. 89).

Здесь (см. стр. 71).

$$M = 5310 \text{ кгр. мтр.}$$

$$b = 25 \text{ см.}$$

$$h = 45 \text{ см.}$$

$$f = 14,4 \text{ см.}^2 \text{ (растянутая)}$$

$$f_1 = 11,5 \text{ см.}^2 \text{ (сжатая)}$$

$$f + f_1 = 25,9 \text{ см.}^2$$

Проверка ведется, как и для сечения № 2, см. стр. 67, а потому дадим только конечные результаты

$$\sigma_b = 39,2 < 40 \text{ кгр./см.}^2$$

$$\sigma_s = 865 < 1200 \text{ кгр./см.}^2$$

¹⁾ Здесь принято приближенно $a' \approx 3$ см.; для получения точных напряжений надо определить a' , как указано на стр. 90.

Сечение № 4 (черт. 89).

Здесь (см. стр. 72)

$$M = -4750 \text{ кгр. мтр.}$$

$$b_1 = 25 \text{ см.}$$

$$h = 45 \text{ см.}$$

$$f = 11,5 \text{ см.}^2$$

$$f_1 = 11,5 \text{ см.}^2$$

$$f + f_1 = 23,0 \text{ см.}^2$$

Проверка ведется аналогично сечению № 2, а потому дадим только конечные результаты

$$\sigma_b = 35 < 40 \text{ кгр./см.}^2$$

$$\sigma_e = 1020 < 1200 \text{ кгр./см.}^2$$

Сечение № 5 (черт. 89, на стр. 61).

Здесь (см. стр. 72).

$$M = +583000 \text{ кгр. см.}$$

$$M = -287000 \text{ кгр. см.}$$

Проверка на $M = +583000 \text{ кгр. см.}^1$.

Здесь (см. стр. 72)

$$d = 10 \text{ см.}$$

$$h = 45 \text{ см.}$$

$$b = 145 \text{ см.}$$

Эта проверка ведется аналогично сечению № 1 (см. стр. 61).

Проверка на $M = -287000 \text{ кгр. см.}$

Для получения точных напряжений надо ввести в расчет и нижнюю (сжатую) арматуру.

Здесь

$$M = -287000 \text{ кгр. см.}$$

$$b = 25 \text{ см.}$$

$$h = 45 \text{ см.}$$

$$f = 8,61 \text{ см.}^2$$

$$f_1 = 14,40 \text{ см.}^2$$

$$f + f_1 = 23,01 \text{ см.}^2$$

Проверка ведется аналогично сечению № 2 на стр. 67, а потому приведем только результаты

$$\sigma_b = 26,2 < 400 \text{ кгр./см.}^2$$

$$\sigma_e = 1190 < 1200 \text{ кгр./см.}^2$$

¹⁾ Для получения точных напряжений надо ввести в расчет и верхнюю арматуру и проверить σ_b и σ_e по формулам для плит с двойной арматурой. Но в данном случае влияние сжатой арматуры невелико, и потому такая проверка не приводится.

Сечение № 6 (черт. 89, на стр. 61).

Здесь (см. стр. 73).

$$M = 470000 \text{ кгр. см.}$$

$$h = 45 \text{ см.}$$

$$b = 25 \text{ см. (ширина ребра)}$$

$$f = 4 \phi \frac{3}{4} = 11,5 \text{ см.}^2$$

$$f_1 = 4 \phi \frac{3}{4} = 11,5 \text{ см.}^2 \bullet$$

$$f + f_1 = 23,00 \text{ см.}^2$$

Проверка ведется аналогично сечению № 2, а потому даем только результаты

$$\sigma_b = 35 < 40 \text{ кгр./см.}^2$$

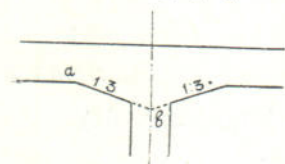
$$\sigma_s = 980 < 1200 \text{ кгр./см.}^2$$

Проверка на скалывание.

Эта проверка для всех сечений (прямоугольных и тавровых, при одиночной и двойной арматуре) производится по формуле.

$$\tau = \frac{Q}{bz} \dots \dots \dots (A)$$

где (см. черт. 101—102 на стр. 75) z —плечо внутренних сил, определяемое по формулам на стр. 180.



Черт. 103.

Q —поперечная сила в рассматриваемом сечении

b —ширина ребра (см. об этом стр. 179).

В пределах вута скалывающие напряжения иногда проверяют по формулам

а) в начале вута (точка a на черт. 103)

$$\tau_0 = \frac{Q}{bz} - \frac{7}{8} \cdot \frac{M_p}{bz^2} \operatorname{tg} \alpha \dots \dots \dots (B)$$

б) над опорой (точка b)

$$\tau = \frac{Q}{bz} - \frac{7}{8} \cdot \frac{\left(M_p + \frac{1}{2} M_q \right)}{b z^2} \operatorname{tg} \alpha \dots \dots \dots (C)$$

где M_p —момент от постоянной нагрузки.

M_q —момент от временной нагрузки

$\operatorname{tg} \alpha$ —наклон вута (в данном случае $\operatorname{tg} \alpha = \frac{1}{3}$),

a b и z имеют прежние значения.

Однако для упрощения расчета и в запас прочности вторым членом в формулах (B) и (C) обычно пренебрегают, т. е. пользуются формулой (A).

Для применения указанных формул, с помощью таблицы (на стр. 62) построим сначала в произвольном масштабе эпюры поперечных сил

Q_{\max} и Q_{\min} . Эти эпюры построены на листе № 2 (см. отдельные приложения в конце книжки).

После этого переходим к рассмотрению участка ae (см. черт. c на листе № 2), на котором действуют поперечные силы Q_{\max} . Точка e на черт. c соответствует точке e на черт. a , т. е. точке пересечения линии x_1e с линией (осью балки) a_xi .

Сечение a (см. лист. № 2). Из эпюры поперечных сил имеем

$$Q = 6730 \text{ кгр.}$$

Здесь (см. стр. 66)

$$h = 45 \text{ см. (высота ребра)}$$

$$b = 25 \text{ см. (ширина ребра).}$$

Плечо внутренних сил для упрощения принимаем

$$z = 0,9 h = 0,9 \cdot 45 = 40,5 \text{ см.}$$

(лучше принимать $z = 0,88 h$; точное значение z находится по изложенному на стр. 180).

По формуле (A)

$$\tau = \frac{Q}{bz} = \frac{6730}{25 \cdot 40,5} = 6,50 \text{ кгр./см.}^2 \dots (A)$$

Заметим, что по § 41 норм к сые напряжения в балках не должны превышать 15 кгр./см.², независимо от передачи этих усилий железу. Поэтому, если бы по приведенной выше формуле (A) в каком-либо сечении величина τ получилась больше 15 кгр./см.², то по указанному § 41 норм надо было бы увеличить высоту или ширину балки.

Сечение e . Здесь $Q = 0$ (нулю), и потому $\tau = 0$.

По этим данным в произвольном масштабе строим на листе № 2 эпюру (площадь $A_1 + B_1$) косых усилий. Теперь переходим к участку bi , на котором действует C_{\min} .

Сечение i . Для полноты расчета примем здесь во внимание скос вута, т. е. расчет косых усилий будем вести по формуле (B).

Здесь (см. сечение 1,0I в таблицу на стр. 61),

$$M_p = 244000 \text{ кгр. см.}$$

$$M_q = 810000 \text{ кгр. см.}$$

$$Q = 9450 \text{ кгр. (см. таблицу на стр. 62)}$$

$$b = 25 \text{ см. (ширина ребра)}$$

$$h = 70 \text{ см. (см. расчет этого сечения на стр. 68).}$$

Для упрощения можно принять

$$z = 0,9 h = 0,9 \cdot 70 = 63 \text{ см. (см. стр. 180)}$$

$$tga = 1:3 \text{ (наклон вута).}$$

По формуле (C).

$$\begin{aligned} \tau &= \frac{Q}{bz} - \frac{7}{8} \cdot \frac{M_p + \frac{1}{2} \cdot M_q}{bz^2} \cdot tga = \\ &= \frac{9450}{25 \cdot 63} - \frac{7}{8} \cdot \frac{244000 + \frac{1}{2} \cdot 810000}{25 \cdot 63^2} \cdot \frac{1}{3} = \\ &= 6,00 - 1,87 = 4,13 \text{ кгр./см.}^2 \end{aligned}$$

Если пренебречь последним членом, то

$$\tau = 6,00 \text{ кгр./см.}^2$$

Для ясности эта часть эпюры перенесена на отдельный чертеж (*d*) на том же листе № 2.

Сечение *f* (начало вута). В виду близости этого сечения к сечению 0,9 *l* (см. таблицу на стр. 61) принимаем здесь

$$M_p = 1098 \text{ кгр. мтр.} = 109800 \text{ кгр. см.}$$

(более точное значение можно получить интерполированием между сечениями 0,8 *l* и 0,9 *l* по таблице на стр. 61, т. к. сечение *f* лежит в пределах 0,8 *l*—0,9 *l* от крайней опоры).

Тогда по формуле (*B*) на стр. 78

$$\begin{aligned} \tau &= \frac{Q}{bz} - \frac{7}{8} \cdot \frac{M_p}{bz^2} \operatorname{tg} \alpha = \frac{7250}{25 \cdot 40,5} - \frac{7}{8} \cdot \frac{109800}{25 \cdot 40,5^2} \cdot \frac{1}{3} = \\ &= 7,15 - 0,78 = 6,37 \text{ кгр./см.}^2 \end{aligned}$$

Здесь *b* = 25 см.—ширина ребра; *Q* = 7250 кгр. берется по масштабу из эпюры поперечных сил Q_{\min} на листе № 2; *z* = 0,9 *h* = 0,9 · 45 = 40,5 см., где *h* = 45 см.—полезная высота балки в этом сечении, а $\operatorname{tg} \alpha = \frac{1}{3}$ —наклон вута.

Если пренебречь скосом вута, то $\tau = 7,15 \text{ кгр./см.}^2$.

Сечение *b*. Т. к. здесь *Q* = 0, то и $\tau = 0$. По этим данным строим эпюру косых усилий (площадь $A_2 + B_2$).

Из чертежа видна степень влияния площади *abcd*; на чертеже *d* (см. лист № 2) она заштрихована.

В дальнейшем для упрощения и в запас прочности, как это обычно делается на практике, этим влиянием будем пренебрегать, т. е. примем в расчет всю площадь ($A_2 + B_2$), включая и упомянутую площадь *abcd*.

Теперь переходим к участку *in* второго пролета. Здесь достаточно рассмотреть только этот участок, т. к. вторая половина этого пролета будет симметрична.

Сечение *i*. Здесь

$$Q = 8660 \text{ кгр.}$$

$$b = 25 \text{ см. (ширина ребра),}$$

$$z = 64,9 \text{ см. (см. стр. 76) или проще}$$

$$z = 0,9 h = 0,9 \cdot 70 = 63 \text{ см.}$$

По формуле (*A*) на стр. 78

$$\tau = \frac{Q}{bz} = \frac{8660}{25 \cdot 63} = 5,45 \text{ кгр./см.}^2$$

Сечение *l*. Здесь

$$Q = 6900 \text{ (по масштабу из эпюры)}$$

$$z = 0,9 h = 0,9 \cdot 45 = 40,5 \text{ см.}$$

$$\tau = \frac{Q}{bz} = \frac{6900}{25 \cdot 40,5} = 6,10 \text{ кгр./см.}^2$$

Сечение п. Здесь

$$Q = 2360 \text{ кгр.}$$

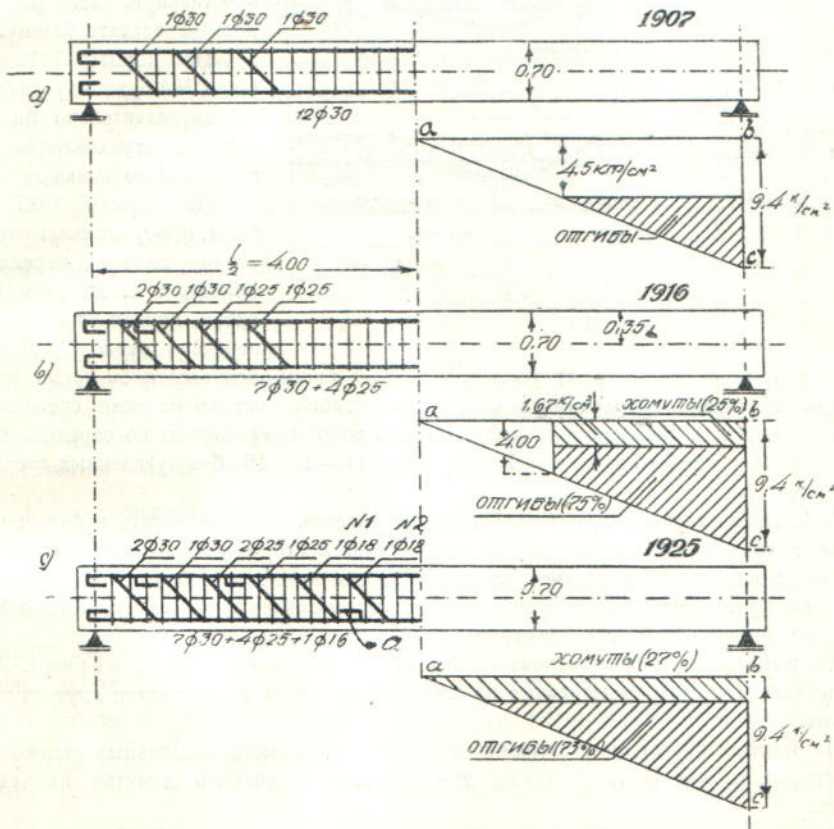
$$h = 45 \text{ см.}$$

$$z = 0,9 h = 0,9 \cdot 45 = 40,5 \text{ см.}$$

$$\tau = \frac{Q}{bz} = \frac{2360}{25 \cdot 40,5} = 2,26 \text{ кгр./см.}^2$$

По этим данным строим площадь ($A_3 + B_3$).

После построения указанных эпюр уже можно перейти к распределению косых усилий.



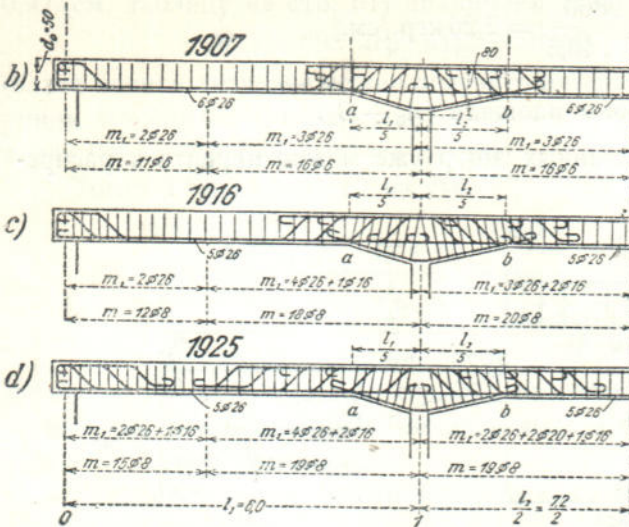
Черт. 104.

Но предварительно остановимся на следующем.

По § 41 норм все косые растягивающие усилия в балках должны целиком передаваться отгибам совместно с хомутами, не учитывая вовсе работы бетона на растяжение, причем в § 39 путейских норм по этому поводу сказано еще, что не менее $\frac{2}{3}$ вышеуказанных косых растягивающих усилий рекомендуется передавать отогнутым стержням, и, следовательно, на долю хомутов придется не более $\frac{1}{3}$ этих усилий. Т. е. отгибам дается определенное предпочтение перед хомутами. Это вполне совпадает с мнением некоторых конструкторов, которые полагают, что против косых усилий отгибы лучше хомутов, т. к. они (т. е. отгибы) почти совпадают с направлением этих усилий (у ней-

тральной оси косые усилия составляют с горизонтом угол 45°). Примеры такого распределения косых усилий между хомутами и отгибами можно видеть и в последней немецкой практике. Так, напр., на черт. 104¹⁾ приведена балка, армированная согласно последним (1925 г.) немецким нормам.

Причем для того, чтобы ясно видеть насколько косые усилия имеют важное значение, на этом же чертеже приведено армирование той же балки по немецким нормам 1907, 1916 и 1925 г. Косые усилия для половины этой балки выражаются треугольником *abc*.



Черт. 105.

По нормам 1907 г. из этого треугольника (черт. 104-a) железу передавалось только заштрихованная часть его, а остальную часть разрешалось передавать бетону.

По нормам 1916 года (черт. 104-b) железу уже передается значительно большая часть (заштрихованная часть этого треугольника).

По нормам 1925 года (черт. 104-c) все скальвающие усилия целиком передаются железу, т. е. хомутам и отгибам, причем отгибам здесь передано около $3/4$ (73%), а

хомутам 27% всей суммы косых усилий. В связи с таким распределением косых усилий здесь для получения необходимого количества отгибов поставлены даже специальные стержни №№ 1 и 2, диаметром 18 мм., т. к. для работы на момент по середине балки можно обойтись только стержнями $7 \phi 30 + 4 \phi 25 + 1 \phi 16$ без указанных стержней №№ 1 и 2.

Остальные отгибы получены из стержней пролета. Необходимость в большом количестве отгибов вызвала также расположение конца *a* стержня № 1 в растянутой зоне, что по § 62 наших норм следует по возможности избегать. Обратим внимание еще, что на всем протяжении балки здесь хомуты двухсрезные, из железа диаметром 8 мм. и в расстоянии друг от друга примерно 15 см.

Аналогичный пример армирования балки (трехпролетной) приведен и на черт. 105²⁾. Здесь также все хомуты двухсрезные из железа 6—8 мм. и в расстоянии друг от друга 18—20 см.

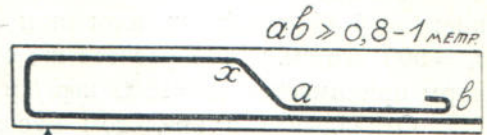
На чертеже буквы *m*₁ указывают количество и диаметр продольных стержней на соответствующих участках, а буквы *m*—количество и диаметр хомутов на тех же участках.

Для сравнения здесь приведено также армирование по нормам 1907, 1916 и 1925 г.

При армировании по последним (1925 г.) нормам отгибам в пределах вутов передано 65% , а на остальном протяжении около 60% всех косых усилий. Остальная часть этих усилий передана хомутам. И здесь большое количество отгибов вызвало расположение некоторых концов их в растянутой зоне (см. концы отгибов на черт. 105-d в нижней части балки у середины пролета и верхний конец отгиба вверху, справа от второй опоры).

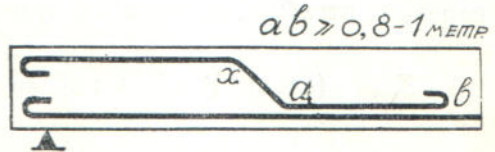
¹⁾ и ²⁾ Чертеж заимствован из книги: Zahlentafeln zur Bemessung der Schubbe-
wehrung, David, 1926.

Заметим, что, если концы отгибов приходится располагать в растянутой зоне, то рекомендуется (черт. 106 и 107), длину ab этих концов делать не менее 0,80—1,00 мтр. Однако многие конструкторы (Мерш, а также § 62 норм Госплана) рекомендуют во всем избегать расположения концов арматуры в растянутой зоне и вместо этого ставить специальные стержни a , показанные на черт. 108, концы $у$ которых располагаются в сжатой зоне; такой стержень поставлен также в балке на черт. 39, на стр. 23 (см. стержень a).



Черт. 106.

Из сказанного видно, какое важное значение имеют скальвающие усилия в железобетонных конструкциях. В то время, как во многих случаях мы видим постепенное упрощение конструкций, здесь, наоборот, конструкция постепенно усложняется; для этого достаточно сравнить, например, количество отгибов и хомутов в балке на черт. 105-*b*, рассчитанной по нормам 1907 г., с балкой на черт. 105-*d*, рассчитанной по нормам 1925 г.



Черт. 107.

Проф. Залигер (см. его Железобетон, стр. 466; изд. 1927 г.) говорит, что разные расчетные ошибки, превышение допускаемых напряжений и т. д. могут оказаться опасными для железобетонного сооружения только при совпадении нескольких таких ошибок. Но пренебрежение скальвающими напряжениями может, как говорит он, „вызвать весьма серьезные последствия“. Поэтому, при проектировании, на учет скальвающих напряжений, надо обращать самое серьезное внимание. Вот почему количество хомутов и отгибов часто ставится большее, чем это требуется по расчету.



Черт. 108.

На основании сказанного поступим так.

Этюра ($A_1 + B_1$).

На всем протяжении участка ae (см. лист № 2) ставим двухсрезные хомуты в расстоянии 20 см. друг от друга и диаметром $\frac{5}{16}$ " (расстояние между хомутами обычно 15—25 см.; но по § 61 путейских норм это расстояние не должно превышать ширины ребра и во всяком случае должно быть не больше 15 диаметров рабочей арматуры).

Диаметр хомутов по § 61 норм должен быть не меньше 6 мм. = $\frac{1}{4}$ ", по § 60 путейских норм не меньше 4 мм. Для выбора диаметра хомутов см. таблицу на стр. 6.

Тогда усилие, которое примут на себя эти хомуты определится по известной формуле (вывод ее см. Залигер—Железобетон, стр. 372, изд. 1927 г.)

$$\tau = \frac{m f \sigma_s}{b e} = \frac{2 \cdot 0,495 \cdot 1200}{25 \cdot 20} = 2,35 \text{ кгр./см.}^2$$

где m — число ветвей в хомуте; в данном случае $m = 2$, т. к. хомуты двухсрезные.

$f = 1 \cdot \frac{5}{16} = 0,495 \text{ см.}^2$ — сечение одной ветви хомута

$b = 25 \text{ см.}$ — ширина ребра

$e = 20$ см.—принятое расстояние между хомутами

τ — косое растягивающее усилие на 1 см.², которое примут на себя хомуты

$\sigma_e = 1200$ кгр./см.²—допускаемое напряжение железа на растяжение; (по § 45 путейских норм при расчете хомутов надо принимать $\sigma_e = 900$ кгр./см.²; при расчете же отгибов по тому же § 45 путейских норм принимается $\sigma_e = 1200$ кгр./см.²).

Откладывая в принятом масштабе $\tau = 2,35$ кгр./см.² (см. лист № 2), получим площадь A_1 усилий, которые примут на себя хомуты. Остальная площадь B_1 дает сумму косых усилий, которые необходимо передать отгибам. Это усилие будет

$$Z_{\text{отг}} = (\text{плоч. } A_1) \cdot b \cdot \sin 45^\circ = \frac{4,15 \cdot 240}{2} 25 \cdot 0,71 = 8850 \text{ кгр.}^2$$

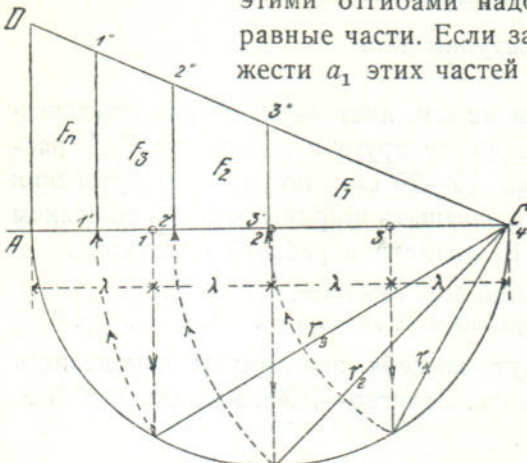
где 240 см. берется по масштабу длины из чертежа; $b = 25$ см.—ширина балки и $\sin 45 = 0,707 = \approx 0,71$.

Диаметр отогнутых стержней $\phi \frac{3}{4}$ " (тот же, что и рабочей арматуры). Следовательно, для усилия $Z_{\text{отг}} = 8850$ кгр. надо отогнуть

$$S = \frac{Z_{\text{отг}}}{\sigma_e f} = \frac{8850}{1200 \cdot 2,87} \approx 3 \text{ штуки стержней } \phi \frac{3}{4}$$

(здесь $\sigma_e = 1200$ кгр./см.²—допускаемое напряжение железа на растяжение, $f = 2,87$ см.²—сечение 1 $\phi \frac{3}{4}$ ").

Для распределения усилия $Z = 8850$ кгр. поровну между тремя этими отгибами надо площадь B_1 разделить на три равные части. Если затем спроектировать центры тяжести a_1 этих частей на линию $тпo$ на продольном



Черт. 109.

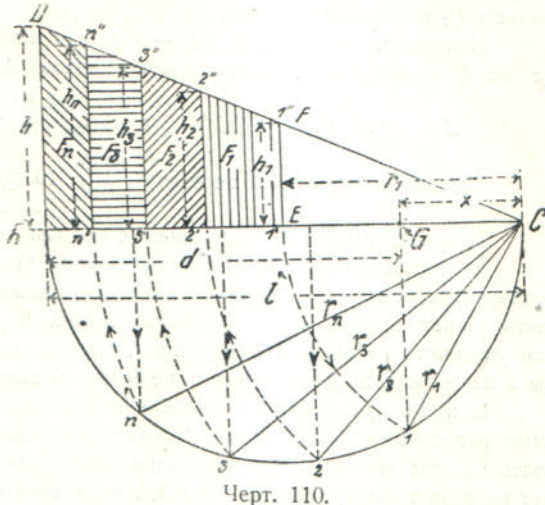
разрезе балки (см. лист № 2), то получим на ней точки a_1 , через которые должны проходить эти отгибы. Заметим, что по немецким нормам линия $тпo$ проводится через середину высоты балки на всем ее протяжении; поэтому в пределах вута она будет иметь наклонное положение $по$ (см. продольный разрез балки на листе № 2).

При делении площадей на равные части полезно знать, как делится площадь треугольника и трапеции. Если (черт. 109) надо разделить площадь треугольника ADC_4 , то поступают так.

На AC_4 строят полуокружность; затем делят AC_4 на n равных частей (в данном случае 4 части): $(A-1) = (1-2) = (2-3) = (3-C_4)$. Из точек 1, 2 и 3 восстанавливают к AC_4 перпендикуляры. Затем, радиусами r зачерчивают дуги и получают точки 1', 2' и 3' и искомые площади F .

Для деления (черт. 110) площади трапеции $ADFE$ на несколько равных частей (в данном случае четыре) поступают так. Продолжением сторон трапеции получают точку C . Из этой точки радиусом CE получают точку J . Опуская из нее перпендикуляр на AC , получают G . Делим AG на 4 равные части. Из точек деления восстанавливают перпендикуляры и получают точки 2, 3 и n .

Из этих точек радиусами r зачерчивают дуги и получают точки $1', 2', 3'$ и n' и, при помощи этих точек, — искомые площади F .



Черт. 110.

Эюра $A_2 + B_2$

Здесь, аналогично предыдущему, ставим также через 20 см. друг от друга двухсрезные хомуты.

Тогда по стр. 83 эти хомуты примут на себя $\tau = 2,35 \text{ кгр/см.}^2$, или площадь

A_2 . Площадь B_2 передаем отгибам. Усилие этой площади

$$Z_{\text{отг}} = (\text{пл. } B_2) \cdot b \cdot \sin 45^\circ = \left(\frac{4,8 \cdot 280}{2} + \frac{4,8 + 3,65}{2} \cdot 75 \right) 25 \cdot 0,71 = 17200 \text{ кгр.}$$

где 280 см. берется по масштабу длин из чертежа. Для этого усилия необходимо отогнуть (при сечении одного стержня $f = 1 \text{ д}^3/4 = 2,87 \text{ см.}^2$)

$$S = \frac{Z_{\text{отг}}}{\sigma_e f} = \frac{17200}{1200 \cdot 2,87} \approx 5 \text{ штук стержней.}$$

Деля площадь B_2 на пять равных частей, по предыдущему, получим места для отгибов.

Эюра $A_3 + B_3$.

По предыдущему, ставим двухсрезные хомуты, которые примут на себя площадь A_3 . Площадь B_3 передаем отгибам. Усилия этой площади

$$Z_{\text{отг}} = (\text{пл. } B_3) \cdot b \cdot \sin 45^\circ = \left(\frac{3,10 + 3,75}{2} \cdot 75 + \frac{3,75 \cdot 205}{2} \right) 25 \cdot 0,71 = 11200 \text{ кгр.}$$

Количество отгибов

$$S = \frac{Z_{\text{отг}}}{\sigma_e f} = \frac{11200}{1200 \cdot 2,87} \approx 4 \text{ шт.}$$

Деля площадь B_3 на четыре равные части, по предыдущему, получим места отгибов.

Таким образом, все косые усилия на всем протяжении балки, как это требуется § 41 норм, распределены между хомутами и отогнутыми стержнями. Теперь остается найденные места отгибов согласовать с эюрой изгибающих моментов, что будет сделано дальше при построении эюры внутренних моментов, о которой см. стр. 87.

На стр. 81 было указано, что по § 39 путевых норм не менее $\frac{2}{3}$ всех косых усилий рекомендуется (заметим, что не требуется, а „рекомендуется“) передавать отогнутым стержням. В данном проекте это условие не выполнено, т. к. отгибам передано меньше $\frac{2}{3}$ всех косых усилий.

Например, из площади $(A_1 + B_1)$, как мы видели на стр. 84, отгибам передано усилие $Z_{отг} = 8850$ кгр., тогда как вся площадь $(A_1 + B_1)$ дает усилие

$$Z = \text{пл. } (A_1 + B_1) \cdot b_1 \cdot \sin 45^\circ \frac{6,50 \cdot 330}{2} \cdot 25 \cdot 0,71 \approx 19200 \text{ кгр.}$$

Следовательно, отгибам передано $\frac{8850}{19200} \cdot 100 \approx 46\%$.

Такое же примерно положение с косыми усилиями и на других участках балки.

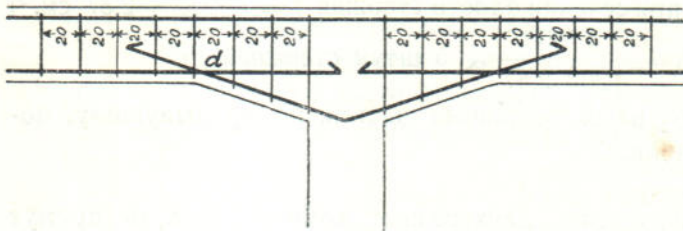
При желании увеличить передачу косых усилий на отгибы, надо уменьшить передачу этих усилий на хомуты, а для этого, согласно формуле на стр. 83 надо уменьшить диаметр хомутов, но по § 60 путевых норм он должен быть не менее 4 мм., или увеличить расстояние между ними, которое однако по § 61 путевых норм должно быть не больше ширины ребра и не более 15 диаметров рабочей арматуры.

Если же при хомутах с наименьшим (4 мм.) диаметром и с наибольшим допускаемым расстоянием между ними окажется, что на долю хомутов приходится все-таки более $\frac{1}{3}$ всех косых усилий, то в запас прочности можно считать, что эти хомуты примут на себя только $\frac{1}{3}$ косых усилий, а количество отгибов рассчитать на $\frac{2}{3}$ этих усилий.

Нужно помнить, что хомуты имеют большое значение, т. к. они:

- принимают на себя часть косых усилий,
- связывают в одно целое плиту с ребром и
- служат для поддержки в требуемом положении рабочей арматуры во время бетонирования.

В виду этого, хомуты ставятся на всем протяжении балки, а не только в какой либо ее части, и для удобства работ, по возможности, на одинаковом расстоянии.



Черт. 111.

Иногда у опор (т. к. здесь действуют наибольшие поперечные силы) хомуты ставятся гуще, нежели в пролете, как на черт. 35.

Иногда же сохраняют одно и то же расстояние, но у опор ставят хомуты толще, нежели в пролете, как на черт. 39.

В виду большого значения хомутов, часто их вообще, а у опор в особенности, ставят больше, нежели это требуется расчетом, и тем более, что это почти не вызывает дополнительных расходов.

Действительно, в данном проекте, при размерах ребра над опорой в среднем 0,60 · 0,25 мтр., общая длина двухсрезного хомута приблизительно равна

$$2 \cdot 0,60 + 2 \cdot 0,25 = 1,70 \text{ мтр.}$$

Вес такого хомута (при весе одного пог. метра железа толщиной $\frac{5}{16}$ " — 0,024 пуд.), будет $0,024 \cdot 1,70 = 0,041$ пуд. Принимая стоимость 1 пуд. хомутов с укладкой на место 5 р., получим стоимость 1 хомута

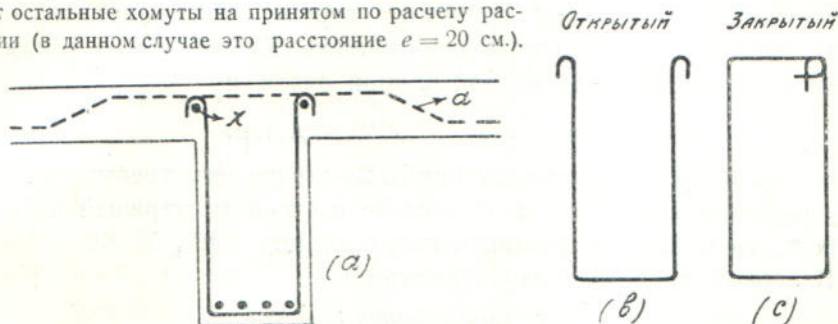
$$5 \cdot 0,41 \approx 20 \text{ коп.}$$

Расстояние между хомутами, как принято выше, $e = 20$ см. Т. е. на один погонный метр балки приходится всего 5 штук хомутов, стоимость которых, по изложенному, $5 \cdot 20 = 1$ р. Следовательно, излишек хомутов, если таковой будет иметь место, даст перерасход, не имеющий практического значения.

В пролете балки хомуты ставятся вертикально. Над опорами можно ставить их вертикально или наклонно, т. е. как на черт. 37 (см. стр. 21).

Существует мнение, что наклонные хомуты лучше вертикальных, т. к. они ближе к направлению действия косых усилий, которые, как известно, у нейтральной оси составляют с горизонтом угол 45° .

Разбивку хомутов можно делать так (черт. 111). Сначала ставят хомуты в точках d (начало вута). Затем, от этих точек в обе стороны ставят остальные хомуты на принятом по расчету расстоянии (в данном случае это расстояние $e = 20$ см.).



Черт. 112.

Так как (черт. 112-а) верхняя (сжатая) арматура (лежащая на уровне стержней x) обеспечивается от выпучивания наружу отогнутыми стержнями a плиты, то вместо хомутов по черт. 112-с (закрытых) часто ставят хомуты по черт. 112-б (открытые), т. к. такие, т. е. открытые хомуты облегчают доступ в форму ребра при его бетонировании. О хомутах см. также стр. 15.

Проверка на сцепление железа с бетоном.

Так как все косые усилия балки переданы хомутам и отогнутым стержням, то, согласно § 41 норм, эта проверка может и не производиться.

Построение эпюры внутренних моментов.

Эта эпюра строится по изложенному на стр. 55 при построении такой же эпюры для плиты.

Здесь вся балка армирована стержнями одного диаметра $\phi \frac{3}{4}$ ". Каждый такой стержень в пролете, где $h = 45$ см., может принять на себя момент

$$M = \sigma_e \cdot z \cdot f = 1200 \cdot 40,5 \cdot 2,87 = 1400 \text{ кг. мтр.}$$

где $2,87$ см.² это сечение $1 \phi \frac{3}{4}$ ", а $z = 0,9 h = 0,9 \cdot 45 = 40,5$ см.—плечо внутренних сил¹⁾.

¹⁾ Здесь можно было бы принять (см. стр. 75) точное значение $z = 41,2$ см. Но т. к. величина z на протяжении пролета, вследствие изменения f , меняется, то для упрощения можно принять $z \approx 0,9 h$.

Иногда при построении эпюры для положительных моментов принимают (см. стр. 159)

$$z = h - \frac{d}{2}, \text{ где } d \text{ — толщина плиты}$$

а для отрицательных (см. стр. 212)

$$z = \frac{7}{8} h \approx 0,9 h.$$

Тот же стержень над опорой, где $h = 70$ см., может выдержать момент

$$M = \sigma_e \cdot z \cdot f = 1200 \cdot 63 \cdot 2,87 = 2180 \text{ кгр. мтр.}$$

где $z = 0,9$ $h = 0,9 \cdot 70 = 63$ см.

Откладывая эти величины на эпюре моментов (см. лист № 2), получим ступеньчатую эпюру, ординаты которой дадут моменты (внутренние моменты), которые может принять на себя балка в том или другом сечении. Так, над второй опорой отложено

$$ib = 6 \cdot 2180 = 13080 \text{ кгр. мтр.}$$

(здесь—см. на стр. 71 расчет сечения № 2—по расчету требуется сверху $5 \dot{\phi}^{3/4}$, а поставлено $6 \dot{\phi}^{3/4}$, т. к., в связи с отгибом стержней на косые усилия здесь пришлось добавить сверх расчета $1 \dot{\phi}^{3/4}$ № 8).

В первом пролете внизу отложено

$$mn = 7 \cdot 1400 = 9800 \text{ кгр. мтр.}$$

т. к. здесь по расчету (см. на стр. 66 расчет сечения № 1) требуется $7 \dot{\phi}^{3/4}$. Вверху, в средней части первого пролета, как видно из эпюры моментов, можно было бы не ставить стержней № 1, но они имеют здесь монтажное значение (см. стр. 16) и полезны против трещин от усадки бетона и температурных изменений.

Во втором пролете, после отгиба вверх стержней №№ 7 и 9, (у второй опоры внизу), остается только $3 \dot{\phi}^{3/4}$ № 5, а между тем здесь, по расчету (см. на стр. 72 расчет сечения № 3), требуется $4 \dot{\phi}^{3/4}$. Поэтому здесь поставлены короткие стержни № 10, которые также включены в ступеньчатую эпюру. Если бы этих стержней не было, то ступеньчатая эпюра в этом месте имела бы вид xuz , где точка x на эпюре соответствует точке x на стержне № 9.

Заметим, что здесь (как и на стр. 55) при построении аналогичной эпюры для плиты, соответствующие точки эпюры и стержней обозначены одинаковыми буквами.

Так, например, точка x_2 эпюры (вверху слева от второй опоры) соответствует точке x_2 на стержне № 8; точки x эпюры соответствует точкам x на стержнях № 4 и № 9. Затем надо помнить, что концы стержней № 5 над промежуточными опорами не могут заменить собой необходимую здесь по расчету сжатую арматуру (см. расчет сечения № 2 на стр. 71), т. к. они лежат не у края сжатой зоны. Поэтому здесь поставлены стержни № 12 в том количестве, как это требуется расчетом. Заметим, что эти стержни имеют также и конструктивное значение; и поэтому, если бы они даже и не требовались расчетом, их нужно было бы поставить в количестве не менее 2—3 шт. (см. по этому поводу стр. 16).

Верхние стержни над промежуточными опорами расположены в два ряда (см. разрез II—II на листе № 2).

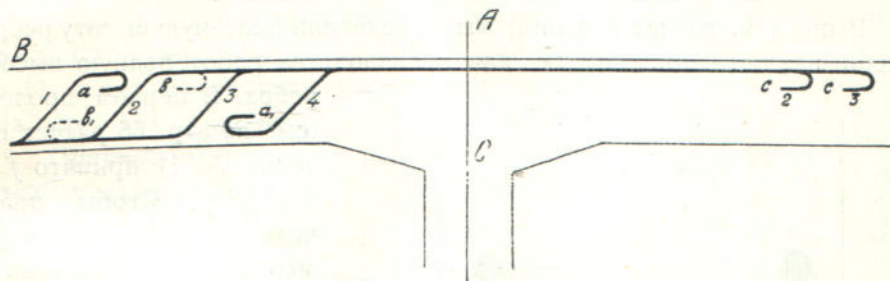
Это сделано для того, чтобы получить необходимые, по § 61 норм, расстояния между стержнями. (См. об этом стр. 66). По этой же при-

чине расположены в два ряда и нижние стержни в первом пролете. (См. разрез I—I на листе № 2. О конструировании балки над опорой см. стр. 18).

Стыки стержней, по § 63 норм, должны располагаться в местах с меньшими напряжениями. Так, в данном случае, стыки *A* верхних стержней №№ 1 и 6 отодвинуты, по возможности, к середине крайних пролетов, т. е. к месту, где действуют меньшие, нежели у опоры, отрицательные моменты. Аналогично стыки *B* стержней №№ 4 и 1 отодвинуты к середине среднего пролета.

Затем стыки надо располагать, по возможности, в разбивку (не больше одного стыка в сечении). Нарушение этого правила представляют собой стыки *A* четырех стержней №№ 1 и 6, которые расположены в одном сечении. Но т. к. здесь сечение арматуры, как это видно из эпюр моментов, взято с запасом, то нарушение правила о разбивке стыков в данном случае можно считать допустимым. Концы стыкаемых стержней, по § 63 норм, должны заходить один за другой не менее, как на $30d$. (О стыках см. также стр. 7).

Стержень № 8 поставлен, исходя из расчета на косые усилия. Но т. к. на участке $x_2 z_2$ (см. верх ступеньчатой эпюры над второй опорой) он будет работать и на момент, то на ступеньчатой эпюре приведена часть $x_2 x_1 z_1 z_2$, соответствующая этому участку.



Черт. 113.

При армировании балки, согласно § 62 норм, надо стремиться располагать рабочие стержни так, чтобы концы их приходились, по возможности, в сжатой зоне, как это имеет место с концами стержней №№ 2, 7, 8 и 11. Концы этих стержней расположены или в сжатой зоне или, во всяком случае, в зоне с возможно меньшими растягивающими усилиями.

Для этой цели можно рекомендовать следующее.

Положим, имеется неразрезная балка, часть которой показана на черт. 113. Сжатая (или наименее растянутая) зона для верхней части этой балки будет лежать ближе к середине *B*, а для нижней—ближе к *C*. Положим теперь, что слева от опоры *A* имеются отогнутые стержни 1, 2, 3 и 4. Если один из этих стержней, по тем или другим причинам, надо закончить в верхней части балки и притом слева от опоры *A*, то это лучше сделать со стержнем № 1, ближайшим к сжатой зоне *B*. Если же это сделать со стержнем, напр., № 2, то конец *b* (показан пунктиром)

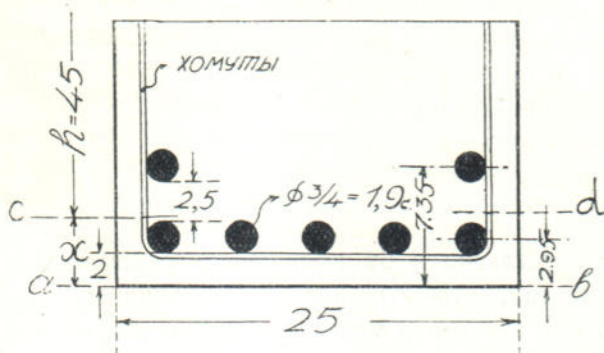
такого стержня будет отстоять дальше от сжатой зоны B , нежели конец a стержня № 1. Так же точно, если бы понадобилось один из указанных стержней (1, 2, 3 и 4) закончить в нижней части балки, то это лучше сделать с крайним стержнем № 4, а не со стержнем, напр., ^{№ 2} той ^{зона как} зоны C , конец b_1 этого стержня отстоял бы дальше от нижней сжа- ^{зона} $зона$ C № 2, т. к. нежели конец a_1 стержня № 4.

Из сказанного следует, что, если бы из показанных на черт. 113 стержней (1, 2, 3 и 4) потребовалось пропустить в соседний пролет два стержня, то лучше это сделать со стержнями №№ 2 и 3, причем концы c этих стержней желательнее расположить возможно дальше от опоры A , т. е. от места, где действуют наибольшие отрицательные моменты. Аналогичное расположение концов стержней можно видеть на черт. 35, 37, 38, и 39.

Немецкие нормы (см. Залигер — „Железобетон“, стр. 629, изд. 1927 г.) рекомендуют отгибы стержней на скалывающие напряжения располагать симметрично относительно вертикальной оси сечения. Однако здесь надо следить, чтобы расстояния между отгибами были не больше указанных на черт. 29. В противном случае надо поставить количество отгибов больше расчетного.

Определение полной высоты второстепенной балки.

Выше (см. расчет сечений) мы определили полезную высоту ребра. Теперь найдем необходимую для производства работ полную высоту



Черт. 114.

ребра. В первом пролете (см. на стр. 66 расчет сечения № 1) принято $f = 7 \frac{1}{4}$ ". Чтобы получить по § 60 и 61 норм необходимые расстояния между стержнями, располагаем их (черт. 114) в два ряда, и найдем расстояние x центра тяжести этих стержней до оси ab . Для этого напишем уравнение статических моментов

сечения этих стержней относительно оси cd , проходящей через центр тяжести этих стержней

$$2 \cdot 2,87 (7,35 - x) - 5 \cdot 2,87 (x - 2,95) = 0$$

или проще

$$2(7,35 - x) - 5(x - 2,95) = 0$$

Откуда $x = 4$ см.

Здесь

2,87 см.² — сечение $1 \frac{1}{4}$ "

7,35 см. — расстояние центра тяжести верхних стержней до

оси ab , равное $2 + 1,9 + 2,5 + \frac{1,9}{2} = 7,35$ см.

2,95 см. — расстояние центра тяжести стержней нижнего ряда до оси ab , равное $2 + \frac{1,9}{2} = 2,95$ см.

1,9 см. $\overline{c\bar{c}}^3/4$ " — диаметр рабочих стержней.

Напомним, что по §§ 60 и 61 норм расстояние (в свету) между арматурой и поверхностью бетона должно быть не меньше 2 см., и расстояние (в свету) между стержнями не меньше 2,5 см.

Полезная высота здесь (см. на стр. 66 расчет сечения № 1) $h = 45$ см. Откуда полная высота балки

$$d_0 = h + x = 45 + 4 = 49 \text{ см.}$$

В действительности принято $d_0 = 50$ см.

Во втором пролете полную высоту ребра можно было бы взять несколько меньше 50 см., т. к. здесь (см. разрез III—III на листе № 2) все стержни располагаются в один ряд, и расстояние x здесь равно $x = 2 + \frac{1,9}{2} = 2,95$ см., т. е. меньше найденного выше 4 см. Но, по практическим соображениям, и для этого пролета принята полная высота балки 50 см.

Найдем еще полную высоту балки над промежуточной опорой. Здесь (см. разрез II—II) во втором ряду имеется два стержня № 8 и № 11, а потому расстояние x здесь будет такое же, как найдено выше для черт. 114, а именно $x = 4$ см.

Принимаем его, как и раньше, $x = 5$ см. Откуда полная высота балки в данном сечении

$$d_0 = h + x = 70 + 5 = 75 \text{ см.}$$

где $h = 70$ см.; это (см. стр. 68) полезная высота в данном сечении.

Зная же ширину главной балки (в данном проекте она 30 см.) и наклон вута, нетрудно получить высоту $d'_0 = 70$ см. в том месте, где второстепенная балка пересекается с главной (см. черт. 92 на стр. 67).

Расчет заделки второстепенной балки в стену.

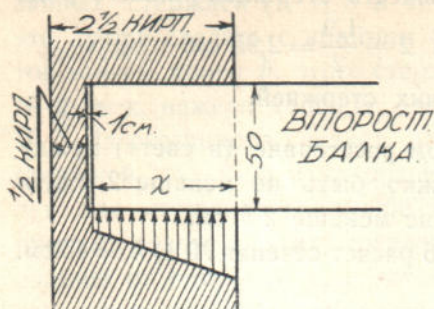
Опорная реакция равна здесь поперечной силе (см. таблицу на стр. 62).

$$A = Q = 6730 \text{ кгр.}$$

По немецким нормам (1925 г.; см. Залигер „Железобетон“, стр. 635, изд. 1927 г.), опорные реакции в неразрезных балках могут определяться в предположении балок свободнолежащих, разрезанных на всех промежуточных опорах.

Обычно принимают, что давление ($Q = 6730$ кгр.) распределяется по кирпичной кладке равномерно. Допускаемое напряжение (на сжатие) кирпичной кладки на известковом растворе (см. стр. 59) $k = 8$ кгр./см.².

Но положим, что под опорными частями балок, как это рекомендуется, кирпичная кладка сделана из кирпичей лучшего качества и на цементном (1 : 4) растворе. Тогда допустимое напряжение кладки можно принять $k = 10$ кгр./см.².



Черт. 115.

Затем положим, что от выше лежащих этажей передается давление 2 кгр./см.². Тогда глубина заделки балки (черт. 115) при ширине ее 25 см.

$$x = \frac{6730}{(10-2) \cdot 25} \approx 35 \text{ см.}$$

В запас прочности (см. лист № 2) принято $x = 55$ см., т. е. примерно два кирпича. Здесь мы имеем в виду, что балка опирается на стену толщиной в $2\frac{1}{2}$ кирпича, и что конец ее должен отстоять от наружной поверхности стены на полкиричка.

Иногда, для осторожности, особенно, когда балки укладываются на старые кирпичные стены, расчет глубины заделки ведут так.

По сказанному на стр. 59 считают, что давление от балок распределяется по кирпичной кладке неравномерно. Поэтому принимают коэффициент использования кирпичной кладки примерно 0,50—0,75. Тогда на каждый см.² кладки можно передать

$$k_1 = 0,75 (10 - 2) = 6 \text{ кгр./см.}^2$$

где 10 кгр./см.² и 2 кгр./см.² имеют прежние значения.

Тогда глубина заделки

$$x = \frac{6730}{6,0 \cdot 25} \approx 45 \text{ см.}$$

Иногда рекомендуют между концом балки и стеной оставлять зазор шириной примерно 1 см., о котором см. стр. 60. Но на практике такой зазор осуществляется редко. Иногда концы балок укладывают на специальные подушки, о которых см. стр. 175.

5. Расчет главных балок.

Определение нагрузок.

Главная балка находится под действием сосредоточенных грузов, передаваемым через второстепенные балки.

Сосредоточенная нагрузка от одной второстепенной балки (см. черт. 71 на стр. 36):

Смазка и асфальт (см. стр. 39):

$$45 \cdot 1,7 \cdot 6,10 \dots \dots \dots 465 \text{ кгр.}$$

$$\text{Вес плиты: } 2400 \cdot 0,10 \cdot 1,7 \cdot 6,10 \dots \dots \dots 2465 \text{ „}$$

$$\text{Второстепенная балка (размеры ребра в свету } 0,40 \cdot 0,25 \text{ мтр.): } 2400 \cdot 0,40 \cdot 0,25 \cdot 6,10 \dots \dots \dots 1460 \text{ „}$$

Главная балка (на участке 1,70 мтр. между двумя соседними второстепенными балками; этот вес рассматриваем также, как сосредоточенную на-

грузку; размеры ребра в свету 0,65 . 0,30 мтр.;
о выборе размеров см. стр. 20) ¹⁾):
2400 . 1,70 . 0,65 . 0,30 780 кгр.

Итого . . . 5170 кгр.

Временная нагрузка 1100 . 1,7 . 6,10 11400 кгр.

Примечание. Здесь полезно обратить внимание на следующее.

1. Из изложенного видно, что от веса 5170 кгр. (плиты, второстепенных и главных балок) составляет:

а) плита	$\frac{2465}{5170} \cdot 100 \approx 48\%$
б) второстепенная балка	$\frac{1460}{5170} \cdot 100 \approx 28\%$
в) главная балка	$\frac{780}{5170} \cdot 100 \approx 15\%$
г) асфальтовый пол	$\frac{465}{5170} \cdot 100 \approx 9\%$
	100%

Т. е. вес (или об'ем) плиты составляет почти *половину* веса (об'ема) перекрытия.

2. Ниже (см. стр. 117) мы увидим, что вес колонны равен 2700 кгр. На каждую колонну (см. черт. 71) приходится три второстепенных балки, дающих, по изложенному выше, вес $3 \cdot 5170 = 15510$ кгр. Следовательно, вес колонны составляет

$$\frac{2700 \cdot 100}{15510} \approx 17\%$$

от веса перекрытия (плиты, второстепенных и главных балок).

3. Дальше (на стр. 137) мы увидим (см. черт. 142-е), что об'ем фундамента составляет

$$2,4^2 \cdot 0,35 + \frac{(1,6 + 0,75)^2 \cdot 0,50}{2} = 2,68 \text{ мтр.}^3$$

и вес его $2400 \cdot 2,68 = 6500$ кгр. Принимаем, что этот фундамент поддерживает три этажа. Тогда вес фундамента от веса плиты, второстепенных и главных балок составляет (приближенно)

$$\frac{6500 \cdot 100}{3 \cdot 15510} \approx 15\%$$

4. Собственный вес перекрытия, приходящийся на одну колонну, по изложенному выше, составляет (на одну колонну приходится три второстепенных балки) $3 \cdot 5170 = 15510$ кгр. Временная нагрузка, приходящаяся на одну колонну, $3 \cdot 11400 = 34200$ кгр.

Т. е. вес перекрытия от временной (полезной) нагрузки составляет

$$\frac{15510}{34200} \approx 45\%$$

¹⁾ По изложенному на стр. 67, полная высота главной балки должна быть не менее $d_0 = 70$ см.

Если к весу (15510 кгр.) перекрытия прибавить вес (2700 кгр.) колонны, то сумма этих весов от полезной нагрузки составит

$$\frac{(15510 + 2700) \cdot 100}{34200} \approx 55\%$$

Т. е. можно сказать, что вес перекрытия (не считая веса фундамента под колонны) составляет от полезной нагрузки примерно 50%.

5. Наконец, заметим еще следующее. В каждом пролете главной балки помещается по две второстепенных балки. Нагрузка от этих 2 балок по изложенному выше

$$2 (5170 + 11400) = 33140 \text{ кгр.}$$

что дает на погонный метр главной балки

$$\frac{33140}{5,10} = 6500 \text{ кгр.}$$

Т. е. полная нагрузка (6500 кгр.) на погонный метр главной балки примерно в $2\frac{1}{2}$ раза больше нагрузки ($655 + 1870 = 2525$ кгр.; см. стр. 60) на второстепенную балку.

Определение изгибающих моментов и поперечных сил.

Главная балка, как сказано выше, находится под действием сосредоточенных грузов, передаваемым через второстепенные балки.

Следовательно, здесь, несмотря на равенство пролетов, нельзя воспользоваться таблицами Винклера (см. стр. 188), т. к. эти таблицы годятся только для равномерной нагрузки. Поэтому воспользуемся таблицами на стр. 197, составленными специально для сосредоточенных грузов. Из этих таблиц пользуемся таблицей на стр. 202 для четырехпролетной балки с соответствующим нашему случаю количеством второстепенных балок. По этой таблице составляем таблицы моментов и поперечных сил (см. стр. 95) и по ним строим эпюры M_{max} и M_{min} (см. лист № 3) и Q_{max} и Q_{min} на черт. 124. (Чтобы не затемнять чертежей на листе № 3 эпюры для Q построены на отдельном чертеже).

Часто для упрощения расчета сосредоточенную нагрузку заменяют равномерно распределенной. Но при таком расчете моменты в пролете получаются меньше действительных, и получаются совершенно неправильные поперечные силы, т. к. при равномерной нагрузке эпюра поперечных сил имеет один вид, а при сосредоточенных—другой (см. на листе № 2 эпюру поперечных сил при равномерной нагрузке и на черт. 124 эпюру поперечных сил при сосредоточенной нагрузке).

Замена сосредоточенной нагрузки равномерной допускается, если каждый пролет главной балки разделен второстепенными не менее, как на пять панелей.

Что же касается собственного веса главной балки, то его включают в сосредоточенную нагрузку, если каждый пролет главной балки разделен второстепенными не менее, как на три панели.

Так как у нас пролет главной балки делится второстепенными на три панели, то, по сказанному выше, поступаем так.

- 1) Собственный вес главной балки включаем в сосредоточенные грузы.
- 2) Временную нагрузку, а также вес второстепенных балок и плиты будем рассматривать, как отдельные сосредоточенные грузы, приложенные в местах пересечения второстепенных балок с главными.

Т а б л и ц а
моментов для главной балки.

Пролет $l = 5,10$ мтр.

$P = 5170$ кгр., см. стр. 93; $Pl = 5170 \cdot 5,10 = 26240$

$G = 11400$ кгр., см. стр. 93; $Gl = 11400 \cdot 5,10 = 58200$

$$M_{max} = aPl + bGl$$

$$M_{min} = aPl + cGl$$

где коэффициенты a , b и c берутся из таблицы на стр. 202.

1	2	3	4	5	6	7	
$\frac{x}{c}$	x	aPl	bGl +	cGl —	M_{max}	M_{min}	
0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	
0,333	1,70	0,2381.26240=	+6300	0,2857.58200=	16600	0,0476.58200=	2765 + 22900 + 3535
0,667	3,14	0,1429	+3780	0,2381	13875	0,0952	5540 + 17625 — 1805
0,848	4,32	0,0907	—2400	0,0303	1765	0,1211	7050 — 635 — 9450
1,00	5,10	0,2857	—7540	0,0357	2040	0,3214	18700 — 5500 — 26240
1,133	5,18	0,1400	—3700	0,0127	738	0,1528	8900 — 2962 — 12600
1,20	6,12	0,0667	—1760	0,0667	3880	0,1333	7760 + 2120 — 9520
1,333	6,80	0,0794	+2040	0,2963	12000	0,1270	7400 + 14400 — 5360
1,667	8,50	0,1111	+2935	0,2222	12820	0,1111	6470 + 15755 — 3535
1,79	9,13	0,0	0,0	0,1053	6150	0,1053	6150 + 6150 — 6150
1,858	9,45	0,0623	—1640	0,0547	3180	0,1170	6820 + 1540 — 8460
2,00	10,20	0,1905	—5070	0,0952	5550	0,2857	16600 + 480 — 21670

Т а б л и ц а
поперечных сил для главной балки.

$P = 5170$ кгр.; см. стр. 93; $Q_{max} = \alpha P + \beta G$

$G = 11400$ кгр.; см. стр. 93; $Q_{min} = \alpha P + \gamma G$

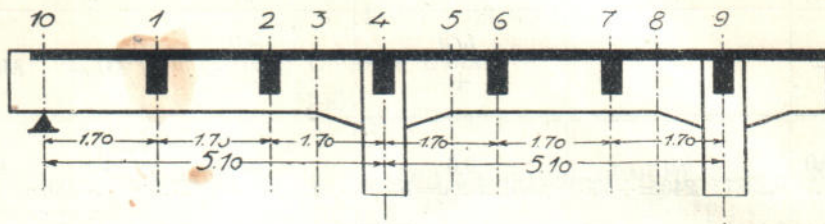
1	2	3	4	5	6			
Участки	αP	βG +	γG —	Q_{max}	Q_{min}			
№ 1	0	—0,333	0,7143.5170=	+3680	0,8571.11400=	9760	0,1428.11400=	1630 + 13440 + 2050
2	0,333	—0,667	0,2857	—1470	0,2698	3080	0,5555	6330 + 1610 — 7800
3	0,667	—1,00	1,2857	—6650	0,0357	400	1,3214	15100 — 6250 — 21750
4	1,00	—1,333	1,0953	+5650	1,2738	14500	0,1785	2040 + 20150 + 3610
5	1,333	—1,667	0,0953	+ 490	0,5874	6700	0,4921	5620 + 7190 — 5130
6	1,667	—2,00	0,9047	— 470	0,2858	3260	1,1905	13620 + 2793 — 14090

Заметим, что указанные таблицы, как и таблицы Винклера, годятся только для случаев, когда все пролеты неразрезной балки между собой равны или разнятся друг от друга не более, как на 20%.

Подбор сечений.

Подбор сечений для главных балок производится так же, как и для второстепенных.

Сечение № 1 (черт. 116). Расчет аналогичен сечению № 1 для второстепенной балки на стр. 61.



Черт. 116.

Ширина полки тавра, вводимая в расчет, по § 31 норм (черт. 117)

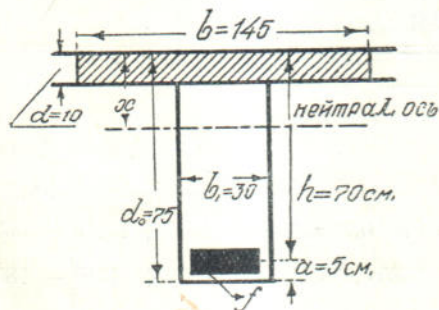
$$b = \frac{1}{3} \cdot 5,10 = 1,70 \text{ мтр.}$$

$$b = 6,10 \text{ мтр.}$$

где 6,10 мтр. (см. на стр. 36, черт. 71)—пролет второстепенной, а 5,10 мтр.—пролет главной балки. Т. е. из двух величин 1,70 и 6,10 метр. надо было бы принять меньшую. Но, сообразуясь с § 58 норм, в запас вводим

$$b = 16 \quad d = 160 \text{ см.}$$

где $d = 10$ см.—толщина плиты; (заметим, что здесь, как и на стр. 63, ошибочно вместо $b = 100$ см. в дальнейший расчет введено $b = 145$ см.).



Черт. 117.

Напомним, что если толщина плиты меньше $\frac{1}{10}$ высоты d_0 балки, то, по § 30 путейских норм, плита в расчет не вводится, а вместо нее вводится ширина ребра.

Некоторые авторы полагают, что главная балка должна рассчитываться, как балка прямоугольного, а не таврового сечения, т. е. плита не должна вводится в расчет при расчете главных балок. (Подробности см. Лахтин и Кашкарев — „Железобетон“, 1925 г., том I, стр. 95). Т. е. здесь вместо найденной выше ширины $b = 160$ см. надо было бы принять $b = b_1 = 30$ см.—ширину главной балки. Но, т. к. в

нормах по железобетону такого указания не имеется, мы принимаем $b = 160$ см. В крайнем случае, можно было бы воспользоваться сказанным на стр. 63 и взять $b = d_0$, где d_0 — высота главной балки.

Здесь (черт. 117)

$d = 10$ см. — толщина плиты

$b = 145$ см.

$M = 22900$ кгр. мтр.

$$\sqrt{\frac{M}{b}} = \sqrt{\frac{22900}{1,45}} = 126$$

$$\sqrt{\frac{M}{bd^2}} = \frac{1}{d} \sqrt{\frac{M}{b}} = \frac{1}{10} \cdot 126 = 12,6$$

Т. к. это $\sqrt{\frac{M}{bd^2}} = 12,6$ больше верхнего значения $\sqrt{\frac{M}{bd^2}} = 6,95$

в таблице на стр. 220, то это значит, что $x > d$ (нейтральная ось пересекает ребро), и расчет h и f надо вести по упомянутой таблице. Но для упрощения проведем его по формулам для случая $x < d$ (см. о них стр. 64).

$$h = 0,60 \sqrt{\frac{M}{b}} = 0,60 \cdot 126 = 75,6 \text{ см.}$$

$$f = 0,15 \cdot b \sqrt{\frac{M}{b}} = 0,15 \cdot 1,45 \cdot 126 = 27,5 \text{ см.}^2$$

Т. е. полная высота (полагая—черт. 117— $a = 0,06$ $h = 0,06 \cdot 75,6 = 5$ см.):

$$d_0 = 75,6 + 5 = 81 \text{ см.}$$

Но допустим, что высота помещения или другие причины требуют устройства более низкой балки. Однако здесь надо помнить сказанное на стр. 68, что высота главной балки не может быть меньше принятой на стр. 67 высоты $h = 70$ см. второстепенной балки на опоре. Сообразуясь с этим, принимаем высоту главной балки $d_0 = 75$ см. Откуда полезная высота (черт. 117), полагая $a = 5$ см.

$$h = d_0 - a = 75 - 5 = 70 \text{ см.}$$

Следовательно, здесь дается высота $h = 70$ см., и надо найти только f — количество арматуры. Для этого (см. стр. 159) пользуемся формулой

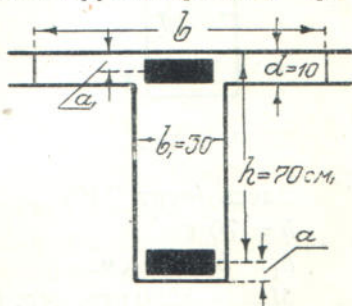
$$f = \frac{M}{\sigma_e \left(h - \frac{d}{2} \right)} = \frac{2290000}{1200 \left(70 - \frac{10}{2} \right)} = 29,3 \text{ см.}^2$$

Принимаем

$$f = 8 \phi \frac{7}{8} = 31,0 \text{ см.}^2$$

Сечение № 2 (черт. 116). Из эпюры моментов (см. лист № 3) видно, что здесь расчет надо вести на два момента: 1) положительный $M = +17625$ кгр. мтр. и 2) отрицательный $M = -1805$ кгр. мтр.

Расчет на $M = +17625$ кгр. мтр. Высота $h = 70$ см. (черт. 118) здесь та же, что и в предыдущем сечении.



Черт. 118.

Следовательно, надо найти только f по формуле

$$f = \frac{M}{\sigma_e \left(h - \frac{d}{2} \right)} = \frac{1762500}{1200 \left(70 - \frac{10}{2} \right)} = 22,5 \text{ см.}^2$$

где $d = 10$ см.—полная толщина плиты.

Здесь верхней арматурой, для упрощения, пренебрегаем.

Расчет на $M = -1805$ кгр. мтр. Напишем

$$\sqrt{\frac{M}{b}} = \sqrt{\frac{1805}{0,30}} = 77,5$$

(т. к. расчет ведется на отрицательный момент, то - см. стр. 62—в расчет надо ввести $b = b_1 = 0,30$ мтр.—ширину ребра).

При одиночной арматуре потребовалась бы высота (по таблице на стр. 210 при $\sigma_b = 40$ и $\sigma_e = 1200$)

$$h = 0,41 \sqrt{\frac{M}{b}} = 0,41 \cdot 77,5 = 32 \text{ см.}$$

а т. к. у нас $h = 70$ см., то, по сказанному на стр. 66, здесь двойная арматура не нужна.

Поэтому по формуле (см. стр. 45)

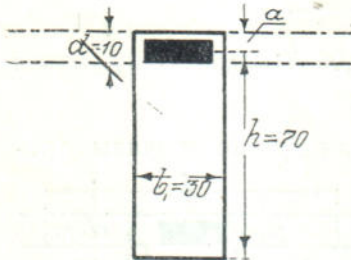
$$f = \frac{M}{\sigma_e \cdot 0,9 h} = \frac{186500}{1200 \cdot 0,9 \cdot 70} = 2,38 \text{ см.}^2$$

Итак, принимаем

$$\text{вверху } f = 2 \phi^{7/8} = 7,74 \text{ см.}^2$$

$$\text{внизу } f = 6 \phi^{7/8} = 23,2 \text{ см.}^2$$

Сечение №3 (черт. 116, начало вута).



Черт. 119.

Здесь (черт. 119)

$$h = 70 \text{ см.}$$

$$b_1 = b = 30 \text{ см.}$$

$M = -8200$ кгр. мтр. (берется по масштабу из эпюры на листе №3)

$$\sqrt{\frac{M}{b}} = \sqrt{\frac{8200}{0,30}} = 165$$

При одиночной арматуре потребовалась бы высота (по таблице на стр. 210) при $\sigma_b = 40$ и $\sigma_e = 1200$)

$$h = 0,41 \sqrt{\frac{M}{b}} = 0,41 \cdot 165 \approx 68 \text{ см.}$$

а т. к. у нас $h = 70$ см., то здесь двойная арматура не нужна, и f находим по формуле

$$f = \frac{M}{\sigma_e \cdot 0,9 \cdot h} = \frac{820000}{1200 \cdot 0,9 \cdot 70} = 10,8 \text{ см.}^2$$

Принимаем

$$\text{вверху } f = 3 \psi^{7/8} = 11,6 \text{ см.}^2$$

Сечение № 4 (черт. 116).

Здесь (см. стр. 95)

$$M = -26240 \text{ кгр. мтр.}$$

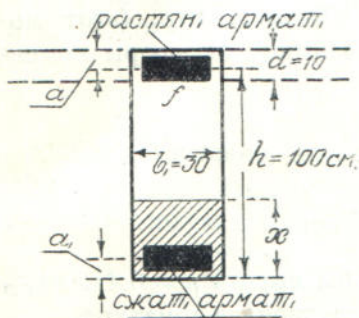
$b = 30$ см. (т. к. расчет ведется на отрицательный момент, то в расчет вводится ширина ребра $b = 30$ см.).

При одиночной арматуре здесь потребовалась бы высота (при $\sigma_s = 1200$ и $\sigma_b = 40$)

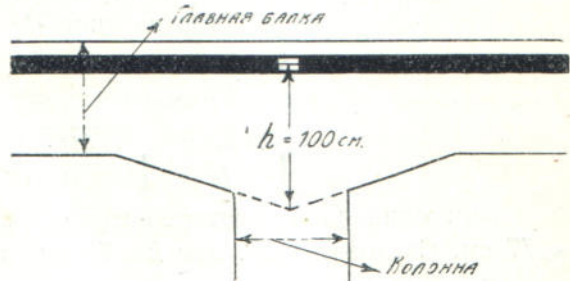
$$h = 0,411 \sqrt{\frac{M}{b}} = 0,411 \cdot 297 = 122 \text{ см.}$$

$$\text{где } \sqrt{\frac{M}{b}} = \sqrt{\frac{26240}{0,30}} = 297$$

Но положим, что высота помещения или архитектурные соображения требуют (черт. 120 и 121) ограничения этой высоты до $h = 100$ см. Очевидно, что при такой высоте нужна двойная арматура, т. к. при одиночной арматуре необходима, как найдено выше, высота $h = 122$ см.



Черт. 120.



Черт. 121.

Дальше расчет можно вести по таблицам Гейера (о которых см. стр. 153). Но мы воспользуемся таблицей на стр. 218, чтобы на частном примере показать, как ею пользоваться. По этой таблице, при $\sigma_s = 1200$ и $\sigma_b = 40$ кгр./см.

$$c_1 = 0,333$$

$$c_2 = 0,00094$$

$$c_3 = 3,0$$

$$c_4 = 0,0166$$

Принимаем (черт. 120) $a' \approx 4$ см. Тогда

$$x = c_1 h = 0,333 \cdot 100 = 33,3 \text{ см.}$$

$$f = c_2 \frac{M}{h} = 0,00094 \cdot \frac{2624000}{100} = 24,5 \text{ см.}^2$$

$$f_1 = (c_3 f - c_4 b h) \frac{2x}{3(x - a')} =$$

$$= (3,0 \cdot 24,5 - 0,0166 \cdot 30 \cdot 100) \frac{2 \cdot 33,3}{3 \cdot (33,3 - 4)} = 17,0 \text{ см.}^2$$

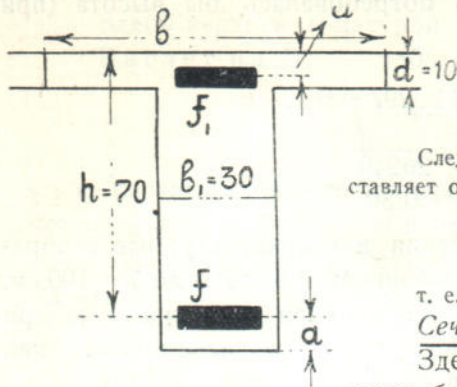
Для контроля, величины f и f_1 можно получить по формулам на стр. 151—153.

Принимаем

$$\text{вверху } f = 7 \dot{\phi}^{7/8} = 27,1 \text{ см.}^2$$

$$\text{внизу } f_1 = 5 \dot{\phi}^{7/8} = 19,4 \text{ см.}^2$$

Заметим, что после определения арматуры для всех сечений с двойной арматурой надо, как это делалось при расчете второстепенной балки, проверить, не превышает ли, согласно § 49 норм, сжатая арматура 3% от площади сжатой части бетона. В данном случае площадь сжатой зоны (на черт. 120 она заштрихована)



Черт. 122.

$$b_1 x = 30 \cdot 33,3 = 1000 \text{ см.}^2$$

Следовательно, сжатая арматура ($f = 17,0 \text{ см.}^2$) составляет от сжатой зоны бетона

$$\frac{f_1 \cdot 100}{b_1 \cdot x} = \frac{17,0 \cdot 100}{1000} = 1,7\%$$

т. е. меньше 3%.

Сечение № 5 (начало вута, черт. 116 и 122).

Здесь $M = -10000$ кгр. мтр. (этот момент берется по масштабу из эпюры моментов на листе № 3).

$$h = 70 \text{ см.}$$

$$b = 30 \text{ см.}$$

$$\sqrt{\frac{M}{b}} = \sqrt{\frac{10000}{0,30}} = 183$$

При одиночной арматуре потребовалась бы высота $h = 0,41 \cdot 183 \approx 77$ см. Следовательно, при $h = 70$ см. нужна двойная арматура.

Дальнейший расчет ведется аналогично сечению № 4, а потому дадим только конечные результаты

$$\text{вверху } f = 4 \dot{\phi}^{7/8} = 15,5 \text{ см.}^2$$

$$\text{внизу } f_1 = 2 \dot{\phi}^{7/8} = 7,74 \text{ см.}^2$$

Сечение № 6 (черт. 116).

Из эпюры моментов (см. лист № 3) видно, что здесь расчет надо вести на два момента: положительный $M = +14400$ кгр. мтр. и отрицательный $M = -5360$ кгр. мтр.

Расчет ведется, как для сечения № 2, а потому приводим только результаты

$$\text{вверху } f = 2 \dot{\phi}^{7/8} = 7,74 \text{ см.}^2$$

$$\text{внизу } f = 5 \dot{\phi}^{7/8} = 19,4 \text{ см.}^2$$

Сечение № 7 (черт. 116).

Здесь расчет надо вести на два момента

$$M = +15755 \text{ кгр. мтр.}$$

$$M = -3535 \text{ кгр. мтр.}$$

Этот расчет ведется аналогично сечению № 2. Результаты получатся следующие

$$\text{вверху } f = 2 \dot{\phi}^{7/8} = 7,74 \text{ см.}^2$$

$$\text{внизу } f = 6 \dot{\phi}^{7/8} = 23,2 \text{ см.}^2$$

Сечение № 8 (начало вута, черт. 116).

Расчет надо вести для моментов

$$\left. \begin{aligned} M &= +4600 \text{ кгр. мтр.} \\ M &= -6600 \text{ кгр. мтр.} \end{aligned} \right\} \text{ берутся по масштабу из эпюры.}$$

Расчет ведется аналогично сечению № 2; результаты получатся следующие

$$\begin{aligned} \text{вверху } f &= 3 \phi^{7/8} = 11,6 \text{ см.}^2 \\ \text{внизу } f &= 2 \phi^{7/8} = 7,74 \text{ см.}^2 \end{aligned}$$

Сечение № 9 (черт. 116).

Здесь $h = 100 \text{ см.}$

$$b = 30 \text{ см. (ширина ребра)}$$

$$M = -21670 \text{ кгр. мтр.}$$

$$\sqrt{\frac{M}{b}} = \sqrt{\frac{21670}{0,30}} = 266.$$

При одиночной арматуре потребовалась бы высота (при $\sigma_b = 40$ и $\sigma_s = 1200$)

$$h = 0,41 \sqrt{\frac{M}{b}} = 0,41 \cdot 266 = 110 \text{ см.}$$

Следовательно, при принятой высоте $h = 100 \text{ см.}$ нужна двойная арматура. Дальнейший расчет ведется аналогично сечению № 4. Результаты получатся следующие

$$\text{вверху } f = 6 \phi^{7/8} = 23,2 \text{ см.}$$

$$\text{внизу } f_1 = 3 \phi^{7/8} = 11,6 \text{ см.}^2$$

Сечение № 10 (черт. 116).

Расчет этого сечения ведется по изложенному на стр. 73 для сечения № 6 второстепенной балки.

Здесь, для упрощения, можно положить, что главная балка загружена не сосредоточенной, а следующей равномерно распределенной нагрузкой (черт. 71).

Вес смазки и асфальта (см. стр. 39)

$$45 \cdot 5,10 \cdot 6,10 \dots \dots \dots 1400 \text{ кгр.}$$

(6,10 м.—пролет второст., а 5,10м.—пролет главной балки).

Вес плиты (толщиной 10 см.)

$$2400 \cdot 0,10 \cdot 5,10 \cdot 6,10 \dots \dots \dots 7500 \text{ кгр.}$$

Вес второстепенной балки (см. стр. 60) $\dots \dots \dots 1460^1$ кгр.

Вес главной (размеры ребра в свету $0,30 \times 0,65 \text{ см.}$).

$$2400 \cdot 0,65 \cdot 0,30 \cdot 5,10 \dots \dots \dots 2400 \text{ кгр.}$$

Временная нагрузка (см. стр. 39)

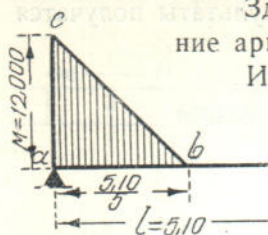
$$1100 \cdot 5,10 \cdot 6,10 \dots \dots \dots 34000 \text{ кгр.}$$

$$\overline{P} \approx 46800 \text{ кгр.}$$

$$M = \frac{p l^2}{20} = \frac{P l}{20} = \frac{46800 \cdot 5,10}{20} \approx 12000 \text{ кгр. мтр.}$$

¹⁾ Из черт. 71 на стр. 36 видно, что здесь надо было бы взять вес двух второстепенных балок. Но эта ошибка существенного значения не имеет, в виду незначительности веса балки (1460 кгр.) по сравнению со всей нагрузкой (46800 кгр.).

Принимаем (черт. 123), что здесь момент изменяется по закону треугольника abc с основанием $ab = \frac{l}{5} = \frac{5,10}{5} = 1,02$ мтр., где 5,10 мтр. — пролет главной балки.



Черт. 123.

Здесь дается $h = 70$ см., и надо найти только сеченные арматуры.

Имеем $h = 70$ см.

$b_1 = 30$ см. — ширина главной балки

$M = 12000$ кгр. мтр.

$$\sqrt{\frac{M}{b_1}} = \sqrt{\frac{12000}{0,30}} = 200$$

При одиночной арматуре потребовалась бы высота

$$h = 0,41 \sqrt{\frac{M}{b}} = 0,41 \cdot 200 = 82 \text{ см.}$$

Следовательно, при $h = 70$ см. нужна двойная арматура. Расчет ведется аналогично сечению № 4, на стр. 99. Результаты получатся следующие

$$\text{вверху } f = 5 \frac{1}{8} \frac{7}{8} = 19,4 \text{ см.}^2$$

$$\text{внизу } f = 3 \frac{1}{8} \frac{7}{8} = 11,6 \text{ см.}^2$$

Полученные результаты для всех сечений для удобства лучше выписать в отдельную таблицу. Само собой разумеется, что здесь, как и во второстепенной балке, надо проверить, чтобы:

- 1) сечение сжатой арматуры, по § 49 норм, нигде не было больше 3% от сжатой части балки; такая проверка сделана выше на стр. 100 для сечения № 4, и
- 2) чтобы ширина балки была вполне достаточна для размещения арматуры, как это показано на черт. 91 для второстепенной балки.

Проверка нормальных напряжений от изгиба.

Эта проверка ведется аналогично изложенному на стр. 74 для такой же проверки второстепенной балки.

Сечение № 1 (черт. 116). Здесь (см. стр. 96)

$$d = 10 \text{ см.}$$

$$h = 70 \text{ см.}$$

$$b = 145 \text{ см.}$$

$$M = + 2290000 \text{ кгр. см.}$$

$$f = 31,00 \text{ см.}^2$$

По формулам на стр. 159

$$x = \frac{1/2 bd^2 + nfh}{bd + nf} = \frac{1/2 \cdot 145 \cdot 10^2 + 15 \cdot 31,00 \cdot 70}{145 \cdot 10 + 15 \cdot 31,00} = 21,2 \text{ см.}$$

Плечо внутренних сил

$$z = h - \frac{d}{2} + \frac{d^2}{6(2x - d)} = 70 - \frac{10}{2} + \frac{10^2}{6(2 \cdot 21,2 - 10)} = 65,5 \text{ см.}$$

(или по приближенной — см. стр. 79 — формуле $z = 0,9 h$ $0,9 \cdot 70 = 63$ см.)

Если бы получилось $x < 10$ см., то поверку надо было бы вести по формулам на стр. 149).

$$\sigma_e = \frac{M}{f \cdot z} = \frac{2290000}{31,0 \cdot 65,5} = 1120 < 1200 \text{ кгр./см.}^2$$

$$\sigma_b = \sigma_e \frac{x}{n(h-x)} = 1120 \frac{21,2}{15(70-21,2)} = 32,5 < 40 \text{ кгр./см.}^2$$

Те же результаты скорее можно получить по таблице на стр. 225, которая может служить и для контроля полученных выше результатов.

В действительности, напряжения будут меньше, т. к., в связи с отгибом стержней на косые усилия (см. лист № 3), в этом сечении поставлено $9 \phi^{7/8}$ вместо требуемых по расчету $f = 8 \phi^{7/8}$.

Сечение № 2 (черт. 116).

Здесь (см. стр. 97)

$$M = +17625 \text{ кгр. мтр.}$$

$$d = 10 \text{ см.}$$

$$b = 145 \text{ см.}$$

$$h = 70 \text{ см.}$$

$$f = 23,2 \text{ см.}^2 \text{ (верхней арматурой в запас пренебрегаем).}$$

Проверка ведется по предыдущему сечению. Результаты будут таковы

$$\sigma_e = 1170 < 1200 \text{ кгр./см.}^2$$

$$\sigma_b = 26,5 < 40 \text{ кгр./см.}^2$$

Проверка на $M = -1805$ кгр. мтр.

В виду того, что принятое $f = 7,74 \text{ см.}^2$ (см. на стр. 98 расчет этого сечения) значительно больше расчетного $f = 2,38 \text{ см.}^2$, и в виду игнорирования нижней (сжатой) арматуры, проверку напряжений на этот момент не производим.

Сечение № 3 (черт. 116).

Здесь (см. стр. 98)

$$h = 70 \text{ см.}$$

$$b = 30 \text{ см.}$$

$$M = -8200 \text{ кгр. мтр.}$$

$$f = 11,6 \text{ см.}^2$$

Т. к. здесь требуется проверка напряжений для прямоугольного сечения с одиночной арматурой, то пользуемся таблицей на стр. 214.

Сначала вычисляем значения

$$m = \frac{bh}{f} = \frac{30 \cdot 70}{11,6} = 183$$

$$\frac{M}{bh^2} = \frac{820000}{30 \cdot 70^2} = 5,6.$$

Затем по таблице на стр. 214, при $m = 183$ (или за округлением $m = 185$), находим

$$\sigma_b = 6,816 \frac{M}{bh^2} = 6,816 \cdot 5,6 = 38 < 40 \text{ кгр./см.}^2$$

$$\sigma_e = 30,497 \cdot 38 = 1170 < 1200 \text{ кгр./см.}^2$$

Здесь (см. лист № 3) будет работать (на сжатие) и нижняя арматура в количестве $5 \phi^{7/8}$ № 15. Поэтому для получения точных напряжений надо ввести в расчет и эту арматуру,

Сечение № 4 (черт. 116).

Здесь (см. стр. 99)

$$h = 100 \text{ см.}$$

$$b = 30 \text{ см.}$$

$$M = -2624000 \text{ кгр. см.}$$

$$f = 27,1 \text{ см.}^2$$

$$f_1 = 19,4 \text{ „}$$

$$f + f_1 = 46,5 \text{ см.}^2$$

По формулам на стр. 156

$$m = \frac{15 (f + f_1)}{b} = \frac{15 \cdot 46,5}{30} = 23,25,$$

$$m^2 = 23,25^2 = 540$$

$$p = \frac{30}{b} (hf + a'f) = \frac{30}{30} (100 \cdot 27,1 + 4 \cdot 19,4) = 2788,$$

$$x = -m + \sqrt{m^2 + p} = -23,25 + \sqrt{540 + 2788} = 34,25 \text{ см.}$$

- $a' = 4 \text{ см.}^1$)

$$c = h - a' = 100 - 4 = 96 \text{ см.}$$

$$W = \frac{bx}{6} (3h - x) + \frac{15f_1c}{x} (x - a') =$$

$$= \frac{30 \cdot 34,25}{6} (3 \cdot 100 - 34,25) + \frac{15 \cdot 19,4 \cdot 96}{34,25} (34,25 - 4) = 71250 \text{ см.}^2$$

$$\sigma_b = \frac{2624000}{71250} = 36,80 < 40 \text{ кгр./см.}^2$$

$$\sigma_e = 15 \cdot 36,8 \frac{100 - 34,25}{34,25} = 1060 < 1200 \text{ кгр./см.}^2$$

Сечение № 5 (черт. 116).

Здесь (см. стр. 100)

$$h = 70 \text{ см.}$$

$$b = 30 \text{ см.}$$

$$M = 1000000 \text{ кгр. см.}$$

$$f = 15,5 \text{ см.}^2$$

$$f_1 = 7,74 \text{ „}$$

$$f + f_1 = 23,24 \text{ см.}^2$$

Проверка ведется аналогично предыдущему сечению. Результаты будут таковы

$$\sigma_b = 26,5 < 40 \text{ кгр./см.}^2$$

$$\sigma_e = 1020 < 1200 \text{ кгр./см.}^2$$

¹) Величина a' — расстояние центра тяжести сжатой арматуры до края сжатой зоны (см. черт. 120), для получения точных напряжений, должна определяться по изложенному на стр. 113. Здесь она взята приблизительно.

В этом сечении внизу (см. лист № 3) поставлено, в действительно-сти, $f = 4 \dot{\phi}^7/8 = 15,5 \text{ см.}^2$ вместо введенных в расчет $f = 2 \dot{\phi}^7/8 = 7,74 \text{ см.}^2$, а потому для получения точных напряжений в расчет надо ввести $f = 4 \dot{\phi}^7/8 = 15,5 \text{ см.}^2$.

Сечение № 6 (черт. 116).

Здесь (см. на стр. 100' расчет этого сечения) поверку надо вести для двух моментов

$$M = +14400 \text{ кгр. мтр.}$$

$$M = -5360 \text{ кгр. мтр.}$$

Поверка ведется аналогично сечению № 2, на стр. 103.

При поверке надо помнить, что для $M = +14400 \text{ кгр. мтр.}$ принимается $b = 145 \text{ см.}$, а для $M = -5360 \text{ кгр. мтр.}$ — ширина ребра $b_1 = 30 \text{ см.}$

Сечение № 7 (черт. 116).

Здесь (см. стр. 100)

$$d = 10 \text{ см.}$$

$$h = 70 \text{ см.}$$

$$b = 145 \text{ см.}$$

$$M = 1575500 \text{ кгр. см.}$$

$$f = 23,2 \text{ см.}^2 \text{ (верхней арматурой пренебрегаем).}$$

Поверка ведется аналогично сечению № 1 на стр. 102. Результаты будут таковы

$$\sigma_b = 22,5 < 40 \text{ кгр./см.}^2$$

$$\sigma_s = 990 < 1200 \text{ кгр./см.}^2.$$

Поверку на $M = -3535 \text{ кгр. мтр.}$ не производим, т. к. принятое $f = 7,74 \text{ см.}^2$ значительно больше расчетного $f = 4,45 \text{ см.}^2$ и, в виду игнорирования при определении f нижней арматуры, $f_1 = 23,2 \text{ см.}^2$.

Сечение № 8 (черт. 116).

Поверка на $M = +4600 \text{ кгр. мтр.}$

Здесь (см. стр. 101)

$$h = 70 \text{ см.}$$

$$b = 145 \text{ см.}$$

$$d = 10 \text{ см.}$$

$$M = 460000 \text{ кгр. см.}$$

$$f = 7,74 \text{ см.}^2.$$

Поверка ведется по изложенному для сечения № 1; верхней арматурой можно пренебречь.

Поверка на $M = -6600 \text{ кгр. мтр.}$

Для получения точных напряжений надо ввести в расчет и нижнюю арматуру.

Тогда здесь

$$h = 70 \text{ см.}$$

$$b = 30 \text{ см.}$$

$$M = 6600 \text{ кгр. мтр.}$$

$$f_1 = 7,74 \text{ см.}^2$$

$$f = 11,60 \text{ „}$$

$$f + f_1 = 19,34 \text{ см.}^2$$

Проверка ведется по изложенному на стр. 104 для сечения № 4. Результаты будут таковы

$$\sigma_b = 25,5 < 40 \text{ кгр./см.}^2$$

$$\sigma_e = 930 < 1200 \text{ кгр./см.}^2$$

Сечение № 9 (черт. 116).

Здесь (см. стр. 101)

$$b = 30 \text{ см.}$$

$$h = 100 \text{ см.}$$

$$M = 21670 \text{ кгр. мтр.}$$

$$f = 23,2 \text{ см.}^2$$

$$f_1 = 11,6 \text{ см.}^2$$

$$f + f_1 = 34,8 \text{ см.}^2$$

Проверка ведется, как и для сечения № 4. Результаты

$$\sigma_b = 35,9 < 40 \text{ кгр./см.}^2$$

$$\sigma_e = 1000 < 1200 \text{ кгр./см.}^2$$

Сечение № 10 (черт. 116).

Здесь (см. стр. 101)

$$h = 70 \text{ см.}$$

$$b = 30 \text{ см.}$$

$$M = 12000 \text{ кгр. мтр.}$$

$$f = 19,4 \text{ см.}^2$$

$$f_1 = 11,7 \text{ см.}^2$$

$$f + f_1 = 31,1 \text{ см.}^2$$

Проверка ведется как и для сечения № 4. Результаты будут таковы

$$\sigma_b = 37,3 < 40 \text{ кгр./см.}^2$$

$$\sigma_e = 1010 < 1200 \text{ кгр./см.}^2$$

Для получения точных напряжений надо ввести в расчет $f_1 = 5 \dot{\phi}^{7/8} = 19,4 \text{ см.}$, т. к., по конструктивным соображениям (см. лист № 3), здесь вместо $f = 3 \dot{\phi}^{7/8} = 11,6 \text{ см.}$ поставлено $f = 5 \dot{\phi}^{7/8} = 19,4 \text{ см.}^2$ (см. стержни № 11 в первом пролете).

Проверка на скалывание.

Эта проверка производится в целом, согласно изложенному на стр. 78 для такой же проверки во второстепенной балке.

Сечение а (см. лист № 3).

Здесь мы имеем $Q = 13440 \text{ кгр.}$ (см. черт. 124; эпюра построена при помощи таблицы на стр. 95).

По формуле на стр. 78

$$\tau = \frac{Q}{bz} = \frac{13440}{30 \cdot 63} = 7,10 \text{ кгр./см.}^2$$

где $b = 30 \text{ см.}$ — ширина ребра

$z = 0,9 h = 0,9 \cdot 70 = 63 \text{ см.}$

$h = 70 \text{ см.}$ — полезная высота балки в этом сечении.

Сечение b (см. лист № 3).

$$Q = 1610 \text{ кгр. (см. черт. 124)}$$

$$z = 0,9 h = 0,9 \cdot 70 = 63 \text{ см.}$$

$$b = 30 \text{ см.}$$

$$\tau = \frac{Q}{bz} = \frac{1610}{30 \cdot 63} = 0,85 \text{ кгр./см.}^2.$$

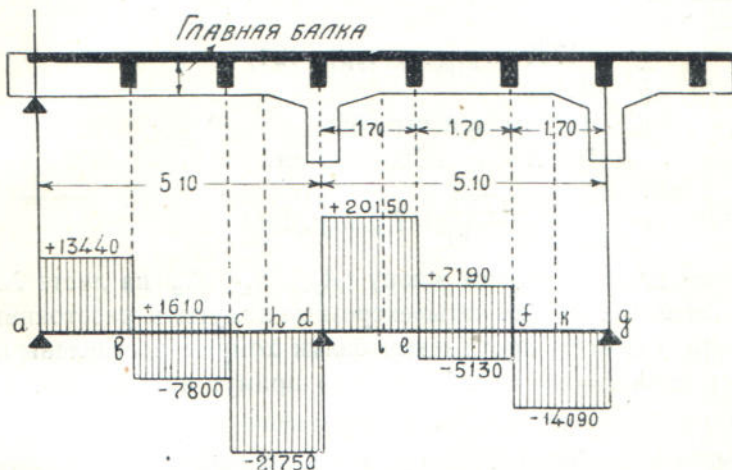
По этим данным строим эпюру (площадь $A_1 + B_1 + C_1$) косых напряжений. (См. участок ac на листе № 3)

На участке ab ставим четырехсрезные хомуты из железа $\frac{5}{16}$ " и на расстоянии $e = 20$ см. друг от друга.

Тогда на долю хомутов придется усилие по формуле на стр. 83

$$\tau = \frac{m \cdot f_e \cdot \sigma}{b \cdot e} = \frac{4 \cdot 0,495 \cdot 1200}{30 \cdot 20} \approx 4 \text{ кгр./см.}^2.$$

Откладывая эту величину на эпюру (см. лист № 3), получим пло-



Черт. 124.

щадь B_1 , которую примут на себя хомуты, и площадь A_1 , которую примут на себя отогнутые стержни. Усилия площади A_1

$$Z_{отг} = b \cdot (\text{пл. } A_1) \cdot \sin 45^\circ = 30 \cdot 3,10 \cdot 1,70 \cdot 0,71 = 11200 \text{ кгр.}$$

Диаметр отогнутой арматуры — $\phi \frac{7}{8}$ "; сечение одного такого стержня $f = 1 \phi \frac{7}{8} = 3,87 \text{ см.}^2$.

Тогда количество отогнутых стержней

$$S = \frac{Z_{отг}}{f \cdot \sigma_e} = \frac{11200}{3,87 \cdot 1200} \approx 3 \text{ шт.}$$

Косые усилия участка bc покроются хомутами, о которых см. дальше.

Деля площадь A_1 на три равные части, по предыдущему (см. стр. 84), получим места отгибов.

Сечение с (см. лист № 3). Здесь поперечная сила

$$\begin{aligned} Q &= 7800 \text{ кгр. (см. черт. 124)} \\ b &= 30 \text{ см. — ширина ребра} \\ h &= 70 \text{ см. — полезная высота} \\ z &= 0,9 \cdot h = 0,9 \cdot 70 = 63 \text{ см.} \\ \tau &= \frac{Q}{bz} = \frac{7800}{30 \cdot 63} = 4,12 \text{ кгр./см.}^2 \end{aligned}$$

Сечение h (начало вута, см. лист № 3).

Здесь

$$\begin{aligned} Q &= 21750 \text{ (см. черт. 124)} \\ b &= 30 \text{ см.} \\ h &= 70 \text{ см. — полезная высота} \\ z &= 0,9 \cdot h = 0,9 \cdot 70 = 63 \text{ см.} \\ \tau &= \frac{Q}{bz} = \frac{21750}{30 \cdot 63} = 11,5 \text{ кгр./см.}^2 \end{aligned}$$

Сечение d (см. лист № 3).

Здесь

$$\begin{aligned} Q &= 21750 \text{ кгр. (см. черт. 124)} \\ b &= 30 \text{ см.} \\ h &= 100 \text{ см. (см. стр. 99)} \\ z &= 0,9 \cdot h = 0,9 \cdot 100 = 90 \text{ см.} \\ \tau &= \frac{Q}{bz} = \frac{21750}{30 \cdot 90} = 7,8 \text{ кгр./см.}^2 \end{aligned}$$

По этим данным строим эпюру ($A_2 + B_2 + C_2$) на листе № 3.

На участке bc ставим четырехрезные хомуты в расстоянии 20 см. друг от друга (на всем протяжении балки хомуты поставлены в одинаковом расстоянии $e = 20$ см.). Тогда они примут на себя (см. выше)

$$\tau = 4,00 \text{ кгр./см.}^2$$

Усилие $4,12 - 4,00 = 0,12$ кгр./см.², как незначительное, можно без риска передать бетону, чтобы не менять диаметр и расстояние между хомутами; напомним, что по старым нормам усилия до 4,5 кгр./см.² разрешалось передавать бетону.

Заметим, что эти же хомуты примут на себя и усилия $\tau = 0,85$ кгр./см.² этого же участка, представленные площадью C_1 .

На участке cd ставим четырехрезные хомуты также через 20 см. Тогда, по предыдущему, они примут на себя $\tau = 4,00$ кгр./см.², или площадь B_2 , а площадь A_2 передаем отогнутым стержням. Усилие этой площади

$$\begin{aligned} Z_{отг} &= b \cdot (\text{плоч. } A_2) \cdot \sin 45^\circ = 30 \left(\frac{7,50 + 3,80}{2} \cdot 100 + \right. \\ &\quad \left. + 7,50 \cdot 70 \right) \cdot 0,71 = 23360 \text{ кгр.} \end{aligned}$$

Количество отогнутых стержней (при $f = 1 \text{ } \phi \text{ } 7/8'' = 3,87 \text{ см.}^2$):

$$S = \frac{Z_{отг}}{f \cdot \sigma_s} = \frac{23360}{3,87 \cdot 1200} \approx 5 \text{ шт.}$$

Деля площадь A_2 на 5 равных частей, получим места отгибов. Заметим, что, по конструктивным соображениям, здесь отгибы стержней №№ 4 и 5 поставлены в одной плоскости. Поэтому точка a_1 на эпюре косых усилий лежит в центре тяжести двух соседних заштрихованных площадок.

Переходим к участку de второго пролета.

Сечение d .

Здесь

$$Q = 20150 \text{ кгр. (см. черт. 124)}$$

$$b = 30 \text{ см.}$$

$$h = 100 \text{ см.}$$

$$z = 0,9 \quad h = 0,9 \cdot 100 = 90 \text{ см.}$$

$$\tau = \frac{20150}{30 \cdot 90} = 7,50 \text{ кгр./см}^2.$$

Сечение i (начало вута, см. черт. 124).

$$Q = 20150 \text{ кгр.}$$

$$b = 30 \text{ см.}$$

$$h = 70 \text{ см.}$$

$$z = 0,9 \quad h = 0,9 \cdot 70 = 63 \text{ см.}$$

$$\tau = \frac{Q}{b \cdot z} = \frac{20150}{30 \cdot 63} = 10,6 \text{ кгр./см}^2.$$

Сечение e .

$$Q = 7190 \text{ кгр. (см. черт. 124)}$$

$$b = 30 \text{ см.}$$

$$z = 0,9 \quad h = 0,9 \cdot 70 = 63 \text{ см.}$$

$$\tau = \frac{7190}{30 \cdot 63} = 3,80 \text{ кгр./см}^2.$$

По этим данным строим эпюру ($A_3 + B_3 + C_3$) на листе № 3.

На участке ef ставим четырехсрезные хомуты на прежнем расстоянии $e = 20$ см. друг от друга. По предыдущему, они примут на себя $\tau = 4,00$ кгр./см.². Здесь можно было бы поставить хомуты несколько реже, т. к., в действительности, надо передать хомутам $3,80$ кгр./см.²; но в виду незначительной разницы в напряжениях ($4,0 - 3,8 = 0,2$ кгр./см.²), и чтобы сохранить принятое выше расстояние (20 см.) между хомутами, этой разницей в запас пренебрегаем.

На участке de ставим также через 20 см. четырехсрезные хомуты, которые примут на себя площадь B_3 . Остальную площадь A_3 передаем отгибам. Усилие этой площади

$$\begin{aligned} Z_{\text{отг}} &= b \cdot (\text{площадь } A_3) \cdot \sin 45 = \\ &= 30 \left(\frac{3,50 + 6,60}{2} \cdot 100 + 6,6 \cdot 70 \right) 0,71 = 20500 \text{ кгр.} \end{aligned}$$

Количество отогнутых стержней (при $f = 1 \phi \frac{7}{8} = 3,87$ см.²):

$$S = \frac{Z_{\text{отг}}}{f \cdot \sigma_e} = \frac{20500}{3,87 \cdot 1200} \approx 5 \text{ шт.}$$

Деля площадь A_3 на 5 равных частей, по предыдущему, получим места отгибов (см. лист № 3).

Переходим к участку eg , на котором действует Q_{\min} (черт. 124).

Сечение g.

$$Q = 14090 \text{ кгр.}$$

$$b = 30 \text{ см.}$$

$$h = 100 \text{ см.}$$

$$z = 0,9 \quad h = 0,9 \cdot 100 = 90 \text{ см.}$$

$$\tau = \frac{Q}{bz} = \frac{14090}{30 \cdot 90} = 5,25 \text{ кгр./см.}^2$$

Сечение k (начало вута).

$$Q = 14090 \text{ кгр. (см. черт. 124)}$$

$$b = 30 \text{ см.}$$

$$h = 70 \text{ см.}$$

$$z = 0,9 \quad h = 0,9 \cdot 70 = 63 \text{ см.}$$

$$\tau = \frac{14090}{30 \cdot 63} = 7,45 \text{ кгр./см.}^2$$

Сечение f.

$$Q = 5130 \text{ кгр. (см. черт. 124)}$$

$$b = 30 \text{ см.}$$

$$h = 70 \text{ см.}$$

$$z = 0,9 \quad h = 0,9 \cdot 70 = 63 \text{ см.}$$

$$\tau = \frac{5130}{30 \cdot 63} = 2,75 \text{ кгр./см.}^2$$

По этим данным строим эпюру ($A_4 + B_4 + C_4$).

Усилия участка ef покрываются поставленными на этом участке выше четырехсрезными хомутами через 20 см. Такие же хомуты и в таком же расстоянии ставим и на участке fg . Тогда, по предыдущему, они примут на себя $\tau = 4 \text{ кгр./см.}^2$ (площадь B_4).

Остальную площадь A_4 передаем отгибам. Усилие этой площади

$$\begin{aligned} Z_{\text{отг}} &= b \cdot (\text{пл. } A_4) \cdot \sin 45^\circ = \\ &= 30 \cdot (3,45 \cdot 70 + \frac{3,45 + 1,25}{2} \cdot 100) \cdot 0,71 = 10200 \text{ кгр.} \end{aligned}$$

Количество отогнутых стержней (при $f = 1 \cdot \sqrt{7/8} = 3,87 \text{ см.}^2$)

$$S = \frac{Z_{\text{отг}}}{f \tau_e} = \frac{10200}{3,87 \cdot 1200} \approx 3 \text{ шт.}$$

Деля площадь A_4 на три равные части, по предыдущему, получим места отгибов (см. лист № 3).

Теперь остается полученные места отгибов согласовать с эпюрами M_{\max} и M_{\min} , а для этого надо построить эпюру внутренних моментов, о которой см. ниже.

Из приведенного расчета видно, что наибольшее косое усилие $\tau = 11,5 \text{ кгр./см.}$ получилось в сечении c . Это усилие меньше 15 кгр./см.^2 . Следовательно, принятые раз-

меры главной балки можно оставить без изменения. Если бы это усилие оказалось больше 15 кгр./см.², то, по § 41 норм, надо было бы соответственно увеличить ширину или высоту балки, т. к., по указанному § 41 норм. косые усилия больше 15 кгр./см.² не допускаются, независимо от передачи их отгибам и хомутам.

Если вместо четырехсрезных хомутов поставить на всем протяжении главной балки двухсрезные, то на долю отгибов придется большее, нежели раньше, усилие, и количество отгибов увеличится, т. е. получится армирование, примерно такое же, как и на черт. 105-d на стр. 82, где все хомуты также двухсрезные.

Проверка на сцепление железа с бетоном.

По этому поводу см. стр. 87 об аналогичной проверке для второстепенной балки.

Построение эпюры внутренних моментов для главной балки.

Эта эпюра строится так же, как и аналогичная эпюра для второстепенной балки (см. стр. 87) Здесь вся рабочая арматура состоит из стержней диаметром $\frac{7}{8}$ ". Каждый такой стержень в пролете, где $h=70$ см., может выдержать момент

$$M = \sigma_s \cdot f \cdot z = 1200 \cdot 3,87 \cdot 63 = 2930 \text{ кгр. мтр.}$$

где $f = 1 \phi \frac{7}{8}" = 3,87$ см.², а $z = 63$ см. — плечо внутренних сил, которое (см. стр. 87), для упрощения, принято

$$z = 0,9 \quad h = 0,9 \cdot 70 = 63 \text{ см.}$$

Тот же стержень над опорой, где $h = 100$ см. может выдержать момент

$$M = \sigma_s \cdot f \cdot z = 1200 \cdot 3,87 \cdot 90 = 4200 \text{ кгр. мтр.}$$

где $z = 0,9 \quad h = 0,9 \cdot 100 = 90$ см. Откладывая в принятом (для M_{\max} и M_{\min}) масштабе эти величины, получим показанную на листе № 3 ступенчатую эпюру.

Так, в первом пролете принято $8 \phi \frac{7}{8}"$ (см. расчет сечения № 1 на стр. 97). Поэтому, здесь нужно было бы отложить

$$8 \cdot 2930 = 23440 \text{ кгр. мтр.}$$

Но, в действительности, здесь отложено $a b = 9 \cdot 2930 = 26370$ кгр. мтр., т. к. при отгибе стержней для косых усилий здесь пришлось ввести один дополнительный стержень № 3.

По тем же соображениям, пришлось поставить сверх расчета $1 \phi \frac{7}{8}"$ № 7 и во втором пролете. Над второй опорой отложено $c d = 7 \cdot 4200 = 29400$ кгр. мтр., соответственно принятому здесь $7 \phi \frac{7}{8}"$, (см. расчет сечения № 4 на стр. 100).

Затем обратим внимание, что, если исходить только из расчета, то верхних стержней №№ 1 и 2 в средней части первого пролета как это видно из эпюры M_{\min} , можно было бы не ставить. Но они здесь поставлены, как монтажная арматура (см. стр. 16).

Концы стержней расположены, по возможности, или в сжатой зоне, или в зоне с меньшими напряжениями. Так, напр., стержни №№ 3 и 6 имеют концы, расположенные почти по середине второго пролета, т. е. там, где действуют наименьшие отрицательные моменты.

Затем, по сказанному на стр. 56, концы стержней заведены за соответственные точки эпюры моментов M_{\max} и M_{\min} на длину $30 d$.

Так, напр., точка k на стержне № 6 соответствует точке k на эпюре M_{\min} , и конец этого стержня k_1 отстоит от точки k на $30 d$.

Стержни по концам должны иметь загибы (крючки Консидера) по черт. 7 на стр. 7, а при переходе из нижней части балки в верхнюю — закругления по черт. 7. Над второй опорой в нижней части балки поставлено $5 \phi^{7/8}$ № 15, т. к. здесь требуется такое количество по расчету на сжатие (см. расчет сечения № 4 на стр. 100). Стержни №№ 12, 13 и 11 здесь не могут приниматься во внимание, т. к. они не расположены у края сжатой зоны сечения. Аналогично над третьей опорой поставлены внизу балки $4 \phi^{7/8}$ № 15. Концы этих стержней рекомендуется (см. стр. 18) доводить до половины высоты балки.

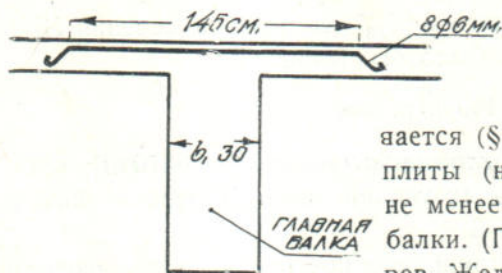
Стыки стержней, согласно § 63 норм, расположены в разбивку. Так, стержень № 1 имеет стык со стержнем № 8, а стержень № 2 со стержнем № 9, и оба эти стыка расположены в разных сечениях и притом в местах с возможно меньшими напряжениями.

То же самое относится и к остальным стыкам (см. стыки A и B стержней №№ 4 и 11 и стержней №№ 5 и 11 во втором пролете).

Над второй опорой (вверху) стержни расположены в два ряда, чтобы получить по § 61 расстояния между стержнями не менее 2,5 см.

Аналогично расположены в два ряда и нижние стержни первого и второго пролетов.

Так как плита опирается не только на второстепенные, но и на главные балки, т. е. в действительности работает, как плита опертая по всему контуру, то, во избежание в ней трещин (от отрицательных моментов, появляющихся над главной балкой), предписывается (§ 61 норм) ставить в верхней части плиты (нормально к оси главной балки) не менее $8 \phi^6$ мм. на один погонный метр балки. (Подробности см. Лахтин и Кошкарев, Железобетон, стр. 95, том I, изд. 1925 г.)



Черт. 125.

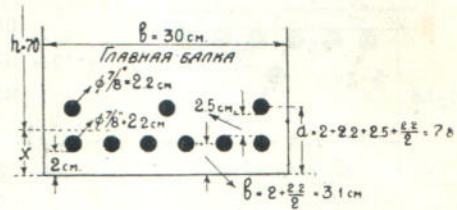
Длина этих стержней l должна быть (черт. 125) не менее ширины b плиты, которая вводилась в расчет главной балки, т. е. в данном случае (см. стр. 96) не менее $l = b = 145$ см. Концы нижних стержней (№№ 11, 12 и 13) над промежуточными опорами уложены по сказанному на стр. 18 относительно черт. 34.

Определение полной высоты главной балки

Выше мы нашли для всех сечений полезную высоту h главной балки. Но для производства работ надо знать полную высоту балки.

В первом пролете арматура (см. черт. 126 и разрез I—I на листе № 3) расположена в два ряда.

Расстояние от центра тяжести a растянутой арматуры x до низа балки найдется так.



Черт. 126.

Из уравнения моментов площади арматуры относительно низа балки

$$3 \cdot 3,87 \cdot 7,8 + 6 \cdot 3,87 \cdot 3,1 = 9 \cdot 3,87 x$$

или проще

$$3 \cdot 7,8 + 6 \cdot 3,1 = 9 x$$

найдем

$$x = \frac{3 \cdot 7,8 + 6 \cdot 3,1}{9} = 4,85 \text{ см.}$$

где $f = 1 \cdot \phi_{7/8} = 3,87 \text{ см.}^2$, $a = 2 + 2,2 + 2,5 + \frac{2,2}{2} = 7,8 \text{ см.}^1)$

$$b = 2 + \frac{2,2}{2} = 3,1 \text{ см.}$$

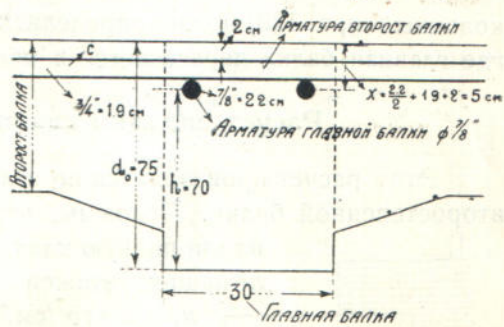
Полная высота (полезная—см. выше— $h = 70 \text{ см.}$)

$$d_0 = 70 + 4,85 = 75 \text{ см.}$$

Во втором пролете расстояние x для нижней арматуры будет меньше, т. к. здесь, во втором ряду, имеется только один стержень № 7, и потому $d_0 = 75 \text{ см.}$ здесь вполне достаточно.

Найдем теперь x для верхней арматуры, работающей на отрицательный момент в сечении по середине 2-го пролета.

Эта арматура располагается в балке так (черт. 127), что сначала пропускается верхняя арматура c второстепенной балки и под ней идет верхняя арматура главной балки. (См. два стержня № 11 на листе № 3.)



Черт. 127.

Тогда (черт. 127)

$$x = 2,0 + 1,9 + \frac{2,2}{2} = 5,0 \text{ см.}$$

Откуда

$$d_0 = 70 + 5 = 75 \text{ см.}$$

т. е. как и в первом пролете.

¹⁾ Напомним, что по §§ 60 и 61 норм расстояние (в свету) между арматурой и наружной поверхностью балки должно быть не меньше 2 см, и расстояние (в свету) между стержнями не меньше 2,5 см.

Наконец, найдем еще полную высоту главной балки над промежуточной опорой (колонной). Здесь также (черт. 128) сначала пропускается верхняя арматура ($\phi^{3/4}$) c — второстепенной балки, и под ней идет верхняя арматура ($7 \phi^{7/8}$) главной балки.



Из черт. 128 имеем

$$a = 2,0 + 1,9 + \frac{2,2}{2} = 5,00 \text{ см.}$$

$$b = 2,0 + 1,9 + 2,2 + 2,5 + \frac{2,2}{2} = 9,7 \text{ см.}$$

Из уравнения моментов относительно ab

$$6 \cdot 3,87 \cdot 5,00 + 1 \cdot 3,87 \cdot 9,7 = 7 \cdot 3,87 \cdot x$$

находим

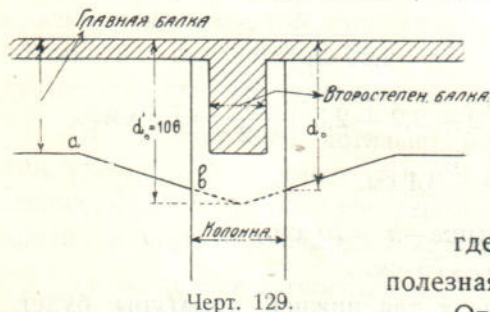
$$x = \frac{158,7}{27,09} \approx 6 \text{ см.}$$

а полная высота (черт. 129)

$$d'_0 = 100 + 6 = 106 \text{ см.}$$

где $h = 100$ см.; это (см. стр. 99) полезная высота главной балки над опорой.

Отсюда, зная наклон вута ab и размеры колонны (черт. 129) можно определить и полную высоту d_0 в том месте, где главная балка пересекается с колонной.



Черт. 129.

Расчет заделки главной балки в стену.

Этот расчет производится по изложенному на стр. 91 для заделки второстепенной балки. Положим, что давление на кирпичную кладку от выше-

лежащих этажей получилось

$$p_1 = 2 \text{ кг./см.}^2.$$

Допускаемое напряжение кирпичной кладки (см. стр. 184) принимаем $k =$

$$= 10 \text{ кг./см.}^2.$$

Опорная реакция здесь (см.

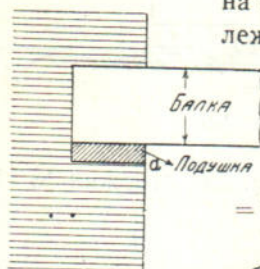
таблицу на стр. 92) равна поперечной силе $Q = 13440$ кгр.

Тогда глубина заделки (черт. 130)

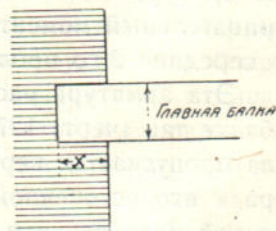
$$x = \frac{13440}{(10-2) \cdot 30} \approx 55 \text{ см.}$$

где 30 см. — ширина главной балки.

При небольших нагрузках опорные поверхности главных балок обыкновенно достаточны для непосредственной передачи опорного давления кладке стен,



Черт. 131.

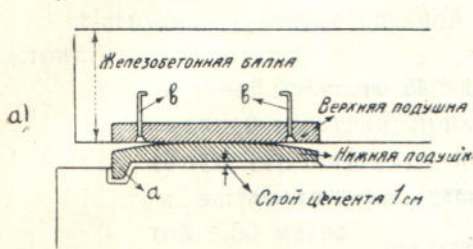


Черт. 130.

При больших же нагрузках приходится применять особые опорные подушки из бетона, железобетона, а иногда из чугуна и стали.

При устройстве таких подушек надо иметь в виду (черт. 131), что если подушка имеет прямоугольное сечение, то опорное давление, вследствие прогиба балки, сосредотачивается у наружного края *a* подушки, вызывая здесь значительные напряжения в кладке стены.

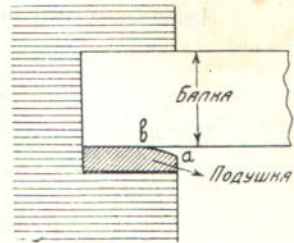
Поэтому стремятся придать подушке такую форму, которая обеспечивала бы приложение опорного давления, по возможности, по середине подушки и этим давала



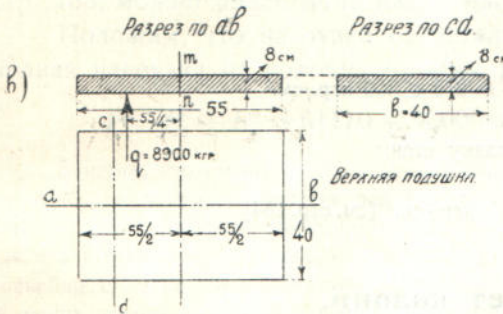
Черт. 133-а.

возможно равномерное распределение этого давления по кладке стены. В простейшем случае это достигается (черт. 132) устройством в подушке у наружного ее края пологого скоса *ab*. В более ответственных случаях применяются подушки с выпуклой цилиндрической поверхностью. Пример такой подушки показан на черт. 133-а. Здесь для равномерного распределения опорного давления по кладке стены устроены две чугунные подушки—верхняя и нижняя.

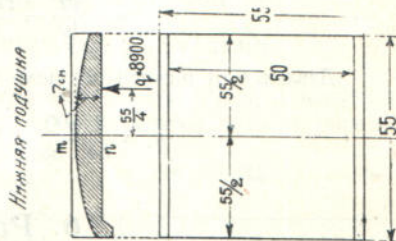
Верхняя подушка, с помощью болтов *b*, диаметром 15—20 мм, прикрепляется к нижней поверхности железобетонной балки. Ширина ее равна ширине балки. Нижняя подушка имеет цилиндрическую поверхность и для большей устойчивости снабжается ребром *a*, которое заделывается в кладку стены. Между нижней подушкой и кладкой стены рекомендуется прокладка слоя (1 см.) цемента, чтобы сгладить шеро-



Черт. 132



Черт. 133-б.



Черт. 133-с.

ховатости кирпичной кладки и этим равномернее передать опорное давление на кладку стены.

Расчет таких подушек ведется так.

Положим, что опорная реакция по расчету получилась $A = 17800$ кгр. Размеры верхней и нижней подушки показаны на черт. 133-б, с.

Расчет верхней подушки.

Рассматриваем эту подушку, как балку, заделанную по середине *mn* длинной стороны, на которую сверху вниз действует нагрузка

$$q = \frac{17800}{2} = 8900 \text{ кгр.}$$

Изгибающий момент относительно сечения *mn*

$$M = 8900 \cdot \frac{55}{4} = 122750 \text{ кгр. см.}$$

Момент сопротивления сечения W

$$W = \frac{bh^2}{6} = \frac{40 \cdot 8^2}{6} = 427 \text{ см.}^3$$

Напряжение от изгиба

$$n = \frac{M}{W} = \frac{122750}{427} = 287 < 350 \text{ кгр./см.}^2 \text{ (для чугуна).}$$

Давление от подушки на бетон

$$n_2 = \frac{17800}{40 \cdot 55} = 8,1 < 40 \text{ кгр./см.}^2$$

Расчет нижней подушки.

Снизу вверх на половину подушки действует реакция кладки

$$q = \frac{17800}{2} = 8900 \text{ кгр.}$$

Рассматриваем эту половину подушки, как балку, заделанную в сечении mn . Тогда изгибающий момент в сечении mn

$$M = 8900 \cdot \frac{55}{4} = 122750 \text{ кгр. см.}$$

Момент сопротивления сечения W

$$W = \frac{bh^2}{6} = \frac{55 \cdot 7^2}{6} = 449 \text{ см.}^3$$

Напряжение в подушке от изгиба

$$n = \frac{M}{W} = \frac{122750}{449} = 273 < 350 \text{ кгр./см.}^2$$

Давление от нижней подушки на кладку стены

$$n_1 = \frac{17800}{55 \cdot 55} = 5,9 < 7 \text{ кгр./см.}^2 \text{ (см. стр. 184).}$$

6. Расчет колонн.

Определение нагрузки на колонну.

Для определения нагрузки на колонну надо найти опорную реакцию главной балки. Из таблицы на стр. 203 для четырехпролетной балки (в данном проекте—см. стр. 94—главная балка рассчитана, как четырехпролетная) видно, что наибольшая реакция будет над второй опорой и равна $P = 2,38 G + 2,595 Q = 2,38 \times 5170 + 2,595 \times 11400 = 41900$ кгр., где коэффициенты 2,38 и 2,595 взяты из упомянутой таблицы, а значения G и Q —см. стр. 203. К этой нагрузке надо прибавить еще (см. черт. 71 на стр. 36):

1) нагрузку от той второстепенной балки, которая лежит над самой колонной, т. к. нагрузка этой балки указанной таблицей не учитывается

и 2) вес самой колонны, размеры которой предварительно принимаем 50 . 50 см. Если эти размеры дальше по расчету изменятся, то

это существенного значения не имеет, т. к. вес колонны мал по сравнению со всей нагрузкой.

Ниже мы увидим, что расчетная нагрузка на колонну равна 150 тонн и вес колонны 2700 кгр. Следовательно, вес колонны составляет от нагрузки

$$\frac{2700 \cdot 100}{150 \cdot 1000} = 1.8\%$$

Нагрузка от второстепенной балки, лежащей над колонной, состоит из:

- а) постоянной (см. стр. 93) нагрузки 5170 кгр.
- б) временной нагрузки, приходящейся на эту балку (см. стр. 93) 11400 кгр.

К этим нагрузкам прибавляем вес колонны высотой 4,50 метра

$$2400 \times 0,50 \times 0,50 \times 4,50 \dots \dots \dots 2700 \text{ кгр.}$$

$$\text{Итого} \dots \dots \dots 19270 \text{ кгр.}$$

Тогда полная нагрузка на колонну от одного этажа

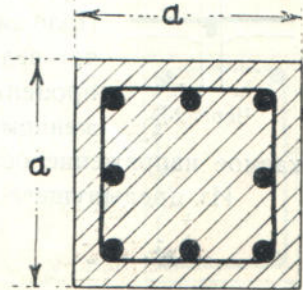
$$P_1 = 41900 + 19270 = 61170 \text{ кгр.} = 61,17 \text{ тонн.}$$

Если этажей больше одного, то, руководствуясь изложенным на стр. 183, можно аналогично найти нагрузку и от остальных этажей.

Положим, что нагрузка от остальных этажей $P_2 = 90$ тонн. Тогда полная нагрузка на колонну от всех этажей (за округлением)

$$P = P_1 + P_2 = 61170 + 90000 = 151170 \text{ кгр.} \approx 150 \text{ тонн.}$$

Заметим, что по последним немецким нормам (см. Залигер, стр. 637) в гражданских сооружениях опорные давления для расчета колонн и фундаментов должны определяться в предположении свободнолежащих плит и балок, так что прибавок на неразрезность и возможность невыгоднейшего загрузения пролетов делать не требуется. В наших нормах такого указания не дается, а потому нагрузка на колонну определена, как для неразрезной балки при невыгоднейшем ее загрузении. Легко убедиться, что найденная выше реакция $P = 41900$ кгр. будет больше, чем реакция от свободнолежащей балки. Следовательно, приведенный расчет, по сравнению с указанным выше расчетом по немецким нормам, дает запас прочности.



Черт. 134.

Определивши нагрузку на колонну, переходим к определению ее размеров и количества арматуры, причем рассмотрим такие случаи.

а) Пример расчета колонны с хомутами.

Расчет колонн с хомутами (черт. 134) производится по формуле

$$P = \sigma_b (F_b + n F_c) \dots \dots \dots (A)$$

где

P — допускаемая нагрузка на колонну

σ_b — допускаемое напряжение на сжатие бетона (см. § 44 норм)

F_b — площадь сечения бетона

F_e — сечение продольной арматуры.

Если раскрыть скобки в правой части выражения (A), то член $\sigma_b F_b$ даст нагрузку, которая приходится на долю бетона, а член $\sigma_b n F_e$ — нагрузку, которая приходится на долю железа.

Если обозначить через p процентное содержание продольной арматуры, то можно написать

$$F_e = 0,01 \cdot p \cdot F_b \dots \dots \dots (B)$$

а формулу (A)

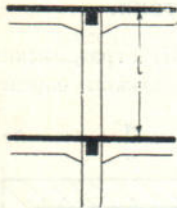
$$P = \sigma_b F_b (1 + 0,01 \cdot n \cdot p) \dots \dots \dots (C)$$

Последние две формулы можно представить в таком виде

$$F_b = \alpha \cdot \frac{P}{\sigma_b} \dots \dots \dots (D)$$

$$F_e = \beta \cdot \frac{P}{\sigma_b} \dots \dots \dots (E)$$

где α и β зависят от p . Для упрощения работы, при пользовании этими формулами, на стр. 226 приведена таблица, дающая значения α и β при разных p .



Черт. 135.

Переходим теперь к расчету колонны.

Нагрузка на колонну, по найденному на стр. 117, $P = 150$ тонн.

За расчетную длину колонны, по изложенному на стр. 24, принимаем действительную длину ее l на черт. 135.

Положим, что в данном случае $l = 4,50$ мтр., и что расчет ведется для колонны самого нижнего этажа. Тогда

процентное содержание продольной арматуры, по изложенному на стр. 26, принимаем $p = 0,8\%$ от F_b и допускаемое напряжение бетона на сжатие $\sigma_b = 35$ кгр./см.²

Из предыдущего имеем

$$\frac{P}{\sigma_b} = \frac{150000}{35} = 4290$$

По таблице на стр. 226 при $p = 0,8\% = 0,008$

$$F_b = \alpha \frac{P}{\sigma_b} = 0,893 \cdot 4290 = 3831 \text{ см.}^2$$

$$F_e = \beta \frac{P}{\sigma_b} = 0,00714 \cdot 4290 = 30,6 \text{ см.}^2$$

Принимаем

$$F_e = 8 \text{ ф. } 7/8'' = 31 \text{ см.}^2$$

где $\frac{7}{8}'' \approx 22$ мм.

Для продольной арматуры применяются стержни (см. стр. 6) диаметром 14 — 32 мм., причем для колонн верхних этажей берутся более тонкие, а для колонн нижних этажей более толстые стержни. Стержни тоньше 14 мм. для колонн не применяются, как недостаточно жесткие против продольного изгиба.

Т. к. сечение колонны квадратное, то наружные размеры колонны

$$a = \sqrt{3831} \approx 62 \text{ см.}^1)$$

Сделаем поверку напряжения бетона:

а) сечение бетона $F_b = 62^2 = 3844 \text{ см.}^2$

б) приведенная площадь продольной арматуры $15 F_e = 15 \cdot 31 = 465 \text{ см.}^2$

Полная приведенная площадь $F_i = 4309 \text{ см.}^2$

Напряжение бетона

$$\sigma_e = \frac{P}{F_i} = \frac{150000}{4309} = 34,6 < 35 \text{ кгр./см.}^2$$

Остается еще проверить, выполнены ли все практические требования и требования норм.

Эти требования следующие:

1) По § 49 норм сечение продольной арматуры (F_e) должно составлять не более 3% и по практическим соображениям (см. стр. 26) не менее 0,8% от сечения бетона F_b .

Т. е. должно быть

$$F_e \geq 0,008 F_b$$

$$F_e \leq 0,03 F_b$$

Выше мы нашли

$$F_b = 3844 \text{ см.}^2$$

$$F_e = 8 \phi \frac{7}{8}'' = 31 \text{ см.}^2$$

Откуда

$$31 > 0,008 \cdot 3844 \text{ или } 31 > 30,7 \text{ см.}^2$$

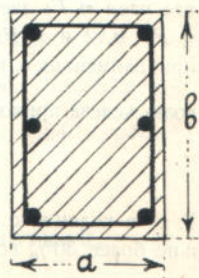
$$31 < 0,03 \cdot 3844 \text{ или } 31 < 115,32 \text{ см.}^2$$

Т. е. эти требования выполнены.

2) По практическим соображениям и по § 57 путейских норм, наименьшая толщина колонны — 20 см.

Это требование также выполнено, т. к. у нас $a = 62$ см.

3) По § 51 норм требуется поверка колонны на продольный изгиб в том случае, если расчетная длина l превосходит более чем в 15 раз наименьший²⁾ поперечный размер a сечения колонны.



Черт. 136.

¹⁾ Конструкция этой колонны с расположением продольной и поперечной (хомутов) арматур показана на листе 4.

²⁾ Здесь говорится „наименьший“, т. к. колонна может иметь (черт. 136) сечение прямоугольника, со сторонами a и b разной длины.

В данном случае

$$l = 4,50 \text{ м.} = 450 \text{ см.}$$

$$a = 62 \text{ см.}$$

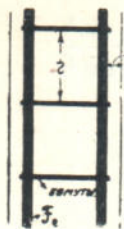
откуда

$$\frac{l}{a} = \frac{450}{62} \approx 7,3 < 15$$

т. е. в данном случае такая проверка не нужна.

4) При конструировании колонны надо иметь в виду § 61 норм, по которому:

а) толщина хомутов должна быть не меньше 6 мм. (по § 60 путейских норм, не меньше 4 мм.; ходовые диаметры 5—8 мм.);



б) расстояние r между хомутами (черт. 137) должно быть не более десятикратного диаметра продольной арматуры и не больше наименьшей стороны колонны;

5) расстояние a' в свету (черт. 137) между продольной арматурой и поверхностью бетона, по § 60 норм, должно быть не меньше 2 см.

Черт. 137.

Интересно обратить внимание, что, по сказанному на стр. 118, в рассчитанной колонне из всей нагрузки $P = 150000$ кгр. приходится на долю:

$$\text{бетона} \dots \sigma_b \cdot F_b = 34,6 \cdot 3844 = 132200 \text{ кгр. } (\approx 90\%)$$

$$\text{железа} \dots \sigma_b \cdot n \cdot F_c = 34,6 \cdot 15 \cdot 31 = 17800 \text{ „ } (\approx 10\%)$$

$$P = 150000 \text{ кгр. } (100\%)$$

Заметим здесь кстати, что, по сказанному на стр. 26, содержание продольной арматуры должно быть не меньше $F_e = 0,008 F_b$ и не больше $F_e^* = 0,03 F_b$. Тогда формулу (A) на стр. 117 можно написать так:

для наименьшего содержания продольной арматуры

$$P = \sigma_b \cdot F_b (1 + 15 \cdot 0,008) = \sigma_b \cdot F_b (1 + 0,12)$$

и для наибольшего

$$P = \sigma_b \cdot F_b (1 + 15 \cdot 0,03) = \sigma_b \cdot F_b (1 + 0,45)$$

где член $\sigma_b F_b$ дает ту часть нагрузки, которая приходится на долю бетона и члены $\sigma_b F_b \cdot 0,12$ и $\sigma_b F_b \cdot 0,45$ нагрузку, которая приходится на долю продольной арматуры при наименьшем и наибольшем ее содержании. Следовательно, можно сказать, что на долю железа приходится от всей нагрузки при наименьшем его содержании $\frac{0,12}{1+0,12}$ или 10%

и при наибольшем „ „ $\frac{0,45}{1+0,45}$ или 30%

Т. е. в колонне с хомутами продольная арматура может принять на себя не менее 10% и не более 30% всей действующей на колонну нагрузки.

б) Пример расчета колонны с хомутами при учете продольного изгиба.

Положим, требуется определить, какую нагрузку можно допустить на колонну при данных:

длина колонны $l = 5$ мтр.

допускаемое напряжение бетона на сжатие $\sigma_b = 35$ кгр./см.²

сечение продольной арматуры $F_e = 4 \phi 18 \text{ мм.} = 10,18 \text{ см.}^2$

сечение колонны квадратное со стороной $a = 25$ см., т. е. $F_b = 25^2 = 625$ см.².

Т. к. здесь

$$\frac{l}{a} = \frac{500}{25} = 20 > 15$$

то, по § 51 норм, необходимо учесть возможность продольного изгиба. Этот учет производится тем, что вместо $\sigma_b = 35$ кгр./см.² принимают другое, уменьшенное напряжение. Это напряжение получается умножением основного напряжения $\sigma_b = 35$ кгр./см.² на коэффициент уменьшения φ , который зависит от отношения $\frac{l}{a}$ и процентного содержания продольной арматуры p .

На стр. 73 норм и на стр. 226 настоящей книги приводятся значения φ при разных $\frac{l}{a}$ и p .

Так, в данном случае при

$$\frac{l}{a} = 20$$

и

$$p = \frac{F_e}{F_b} = \frac{10,18}{625} \text{ или } 1,63\%$$

по указанной таблице найдем

$$\varphi \approx 0,697$$

Следовательно, вместо $\sigma_b = 35$ кгр./см.², здесь надо ввести в расчет напряжение

$$\sigma'_b = \varphi \cdot \sigma_b = 0,697 \cdot 35 = 24,1 \text{ кгр./см.}^2.$$

Дальнейший же расчет ведется, как и в предыдущем случае, т. е. по формуле (А) на стр. 117.

$$P = \sigma'_b (F_b + n F_e) = 24,1 (625 + 15 \cdot 10,18) = 18742 \text{ кгр.}$$

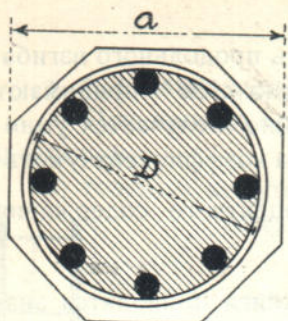
Если бы требовалось определить допускаемую нагрузку с прежними $F_b = 625$ см.² и $F_e = 10,18$ см.², но при $\frac{l}{a} < 15$, то в последнюю формулу вместо $\sigma'_b = 24,1$ кгр./см.² надо было бы подставить $\sigma_b = 35$ кгр./см.².

с) Пример расчета колонны со спиральной обмоткой.

Из изложенного на стр. 29 следует, что колонны со спиральной обмоткой вообще дороже колонн с хомутами. Исключение может иметь место в том случае, когда колонна с хомутами армирована сильной продольной арматурой. В этом легко убедиться из таблицы на стр. 30, где колонна № 2 с хомутами и с высоким (3⁰/₀) содержанием продольной арматуры оказывается дороже спиральных колонн № 3 и № 4; причем это особенно резко видно в спиральной колонне № 3, армированной слабой (1⁰/₀) продольной арматурой.

Поэтому колонны со спиральной обмоткой применяются вообще там, где требуются возможно меньшие поперечные размеры колонны, и где стоимость самой колонны решающей роли не играет.

Обозначения (черт. 138):



Черт. 138.

- l — расчетная длина (см. § 51 норм и стр. 24)
- a — наименьший наружный размер колонны
- D — средний диаметр спиральной обмотки, он же и диаметр ядра сечения
- t — шаг спирали, или расстояние между ее витками
- σ_b — допускаемое напряжение бетона на сжатие
- F_b — площадь всего бетонного сечения колонны
- F_k — площадь ядра сечения (площадь в пределах диаметра D на черт. 138)
- F_s — сечение спиральной арматуры, которое условно принимается равным (объяснение этой величины см. [далее])

$$F_s = \frac{\pi D f}{t} \dots \dots \dots (1)$$

15 F_e — приведенная к бетону площадь продольной арматуры $\dots \dots \dots (1-a)$

36 F_s — приведенная к бетону (по § 50 норм) площадь спиральной арматуры $\dots \dots \dots (1-b)$

Вышеприведенную формулу $F_s = \frac{\pi D f}{t}$ надо понимать так.

Длина одного витка (принимая его горизонтальным)

$$l = \pi D \text{ см.}$$

Если эту длину порезать на куски, каждый длиной t см., то получим таких кусков

$$m = \frac{\pi D}{t} \text{ штук}$$

Если теперь представить себе, что все эти куски стержней поставлены вдоль колонны, то получим ту (воображаемую) продольную арматуру, которая вводится в расчет вместо спирали.

Сечение этой продольной арматуры

$$F_s = m \cdot f = \frac{\pi D f}{t}$$

где f — сечение железа, из которого сделана спираль.

Колонны со спиральной обмоткой рассчитываются по формуле

$$P = \sigma_b (F_k + n F_e + k F_s)$$

где P — допускаемая нагрузка на колонну, а остальные обозначения см. выше. Если в эту формулу подставить, согласно § 50 норм, $n = 15$ и $k = 2,4$ $n = 2,4 \cdot 15 = 36$, то получим

$$P = \sigma_b (F_k + 15 F_e + 36 F_s) \dots \dots \dots (B)$$

Если раскрыть скобки в этой формуле, то член $\sigma_b F_k$ даст ту нагрузку, которая приходится на долю бетона, член $15F_e \sigma_b$ — нагрузку, которая приходится на долю продольной арматуры, и член $36F_s \sigma_b$ — нагрузку, которая приходится на долю спиральной арматуры.

Заметим, что формула (B) годится только, когда ядро сечения имеет форму круга, 8- или 6-угольника. (Подробности см. § 50 норм).

Переходим к расчету колонны.

Положим, дается:

$P = 150$ тонн — нагрузка, действующая на колонну (определение ее см. стр. 116)

$l = 4,50$ мтр. — расчетная длина колонны

$\sigma_b = 35$ кгр./см.² — допускаемое напряжение на сжатие.

Требуется найти размеры восьмигранной колонны со спиральной обмоткой.

Задаемся отношением

$$\frac{F_s}{F_e} = 3,00 \dots \dots \dots (2)$$

(по § 50 норм, отношение $\frac{F_s}{F_e}$ должно заключаться в пределах от 1 до 3; см. об этом стр. 29).

Принимаем процентное содержание продольной арматуры $0,8\%$ от F_b , где F_b полная площадь бетонного сечения колонны.

По Мершу можно принять, что

$$F_b = \frac{4}{3} F_k$$

где F_k — площадь ядра сечения колонны. Тогда можем написать, что принятое содержание продольной арматуры ($0,8\%$) составляет от площади ядра сечения

$$F_e = 0,008 F_b = 0,008 \cdot \frac{4}{3} F_k \approx 0,01 F_k \dots \dots \dots (3)$$

Откуда

$$15 F_e = 15 \cdot 0,01 F_k = 0,15 F_k \dots \dots \dots (4)$$

Из выражений (2) и (3) имеем

$$F_s = 3 F_e = 3 \cdot 0,01 F_k = 0,03 F_k \dots \dots \dots (5)$$

$$36 F_s = 36 \cdot 0,03 F_k = 1,08 F_k \dots \dots \dots (6)$$

Подставляя значения $15F_e$ и $36F_s$ из выражений (4) и (6) в формулу (B) получим

$$P = \sigma_b (F_k + 0,15 F_k + 1,08 F_k) = 2,23 \cdot \sigma_b F_k \dots (7)$$

$$150000 = 2,23 \cdot 35 F_k \approx 78,1 F_k \dots \dots \dots (8)$$

или

$$F_k = \frac{150000}{78,1} = 1918 \text{ см.}^2 \dots \dots \dots (9)$$

Но т. к.

$$F_k = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{3,14 D^2}{4} = 0,785 D^2$$

где D — диаметр ядра сечения (см. черт. 139), то

$$D = \sqrt{\frac{F_k}{0,785}} = 1,13 \sqrt{F_k} = 1,13 \sqrt{1918} \approx 50,5 \text{ см.} \dots \dots (10)$$

Из выражений (3) и (9) можем написать

$$F_s = 0,01 F_k = 0,01 \cdot 1918 = 19,18 \text{ см.}^2.$$

Принимаем $F_s = 6 \phi 21 \text{ мм.} = 20,76 \text{ см.}^2$ (10-а)
(для продольной арматуры применяются диаметры 14—32 мм.; см. об этом стр. 6). Из выражений (5) и (9)

$$F_s = 0,03 F_k = 0,03 \cdot 1918 = 57,54 \text{ см.}^2 \dots \dots \dots (11)$$

и из выражений (1) (10) и (11)

$$t = \frac{\pi D f}{F_s} = \frac{3,14 \cdot 50,5 f}{57,54} = 2,76 f$$

Принимаем для спирали железо диаметром $d = 14 \text{ см.}$ и сечением

$f = 1 \phi 14 = 1,51 \text{ см.}^2$ (о выборе диаметра стержней для спирали см. стр. 6; ходовые диаметры 12—16 мм).

Тогда из последнего выражения

$$t = 2,76 \cdot 1,51 = 4,16 \text{ см.}$$

что дает $\frac{100}{4,16} \approx 24$ витка на погон. метр колонны. Заметим, что $t < \frac{1}{3} D$.

неудобен в работе и на практике не применяется; с другой стороны, по § 50 норм, t должно быть не более 8 см. и не более $\frac{1}{5} D$, где D — диаметр ядра сечения колонны (см. черт. 139).

Итак, окончательно имеем—из выражений (9), (10-а), (11):

сечение ядра $F_k = 1918 \text{ см.}^2$

сечение продольной арматуры $F_e = 6 \phi 21 = 20,76 \text{ см.}^2$.

сечение спирали $F_s = 57,54 \text{ см.}^2$

Отсюда приведенная к бетону площадь:

продольной арматуры 15 $F_e = 15 \cdot 20,76 = 312 \text{ см.}^2$. . (12)

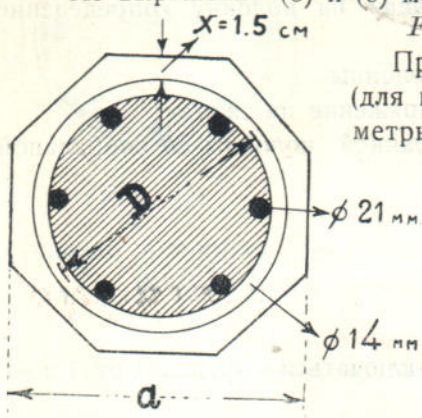
спиральной " 36 $F_s = 36 \cdot 57,54 = 2080$ " . . (13)

ядра сечения $F_k = 1918$ " . . (14)

полная приведенная площадь . . $F_i = 4310 \text{ см.}^2$

Откуда напряжение бетона

$$\sigma_b = \frac{P}{F_i} = \frac{150000}{4310} = 34,8 < 35 \text{ кгр./см.}^2$$



Черт. 139.

Найдем еще наружный размер a колонны, имея в виду (черт. 139), что (согласно § 60 норм) расстояние x в свету между арматурой спирали и наружной поверхностью бетона должно быть не меньше 1,0 см. Принимаем это расстояние $x = 1,5$ см. Тогда

$$a = 50,5 + 1,4 + 2 \cdot 1,5 \approx 55 \text{ см.}^1)$$

Отсюда сечение бетона

$$F_b = 0,83a^2 = 0,83 \cdot 55^2 = 2510 \text{ см.}^2 \dots \dots (15)$$

(т. е. площадь восьмиугольника равна $0,83a^2$. По Мершу $F_b = \frac{4}{3} F_k = = \frac{4}{3} \cdot 1918 = 2560 \text{ см.}^2$).

Итак, все необходимые для конструирования колонны данные найдены, а именно (черт. 139):

- Наружный размер колонны $a = 55$ см.
- Продольная арматура состоит из $6 \phi 21$ мм.
- Диаметр спиральной арматуры $d = 14$ мм.
- Шаг спирали $t = 4,16$ см.
- Диаметр ядра $D = 50,5$ см.

Интересно обратить внимание, что из всей нагрузки $P = 150$ тонн приходится на долю

- а) продольной арматуры
 $\approx 0,15 F_e = 34,8 \cdot 312 \approx 11$ тонн или 7%
 - б) спиральной
 $\approx 0,36 F_s = 34,8 \cdot 2080 \approx 73$ " " 49%
 - в) бетона
 $\approx 0,44 F_k = 34,8 \cdot 1918 \approx 66$ " " 44%
- итого 150 тонн 100%

К тому же результату можно прийти и из рассмотрения выражения (7), из которого видно, что из всей действующей на колонну нагрузки приходится на долю

- а) продольной арматуры $\cdot \frac{0,15}{1 + 0,15 + 1,08} = \frac{0,15}{2,23}$ или 7%
 - б) спиральной " " $\cdot \frac{1,08}{2,23}$ или 49%
 - в) бетона $\cdot \frac{1}{2,23}$ или 44%
- 100%

Теперь остается проверить, выполнены ли все требования, установленные практикой и нормами.

1) По § 50 норм, должно быть

$$F_e + F_s > 0,015 F_k$$

(т. е. сумма $F_e + F_s$ — сечений продольной и спиральной арматур должна составлять не менее 1/20 или 0,015 от сечения ядра F_k).

Выше мы нашли (см. выражения (9), (10-а), (11)

$$F_e = 20,76 \text{ см.}^2, F_s = 57,54 \text{ см.}^2, F_k = 1918 \text{ см.}^2$$

Откуда

$$\begin{aligned} F_e + F_s &> 0,015 F_k \\ 20,76 + 57,54 &> 0,015 \cdot 1918 \\ 78,30 &> 28,6 \end{aligned}$$

¹⁾ На листе № 4 показан пример конструкции колонны со спиральной обмоткой, но наружный размер этой колонны не соответствует найденному выше $a = 55$ см.

2) По тому же § 50 норм, полная приведенная к бетону площадь F_i должна быть

$$F_i \leq 2 (F_b + 15 F_e)$$

или

$$F_k + 15 F_e + 36 F_s \leq 2 (F_b + 15 F_e).$$

Выше мы нашли

$$F_i = 4310 \text{ см.}^2$$

$$F_b = 2510 \text{ см.}^2$$

$$15 F_e = 312 \text{ см.}^2$$

$$\text{Откуда } 4310 < 2 (2510 + 312) \text{ или } 5644 \text{ см.}^2$$

3) По § 50 норм, отношение $\frac{F_s}{F_e}$ должно заключаться в пределах от 1 до 3; т. е. должно быть

$$3 > \frac{F_s}{F_e} > 1$$

(иначе говоря, сечение продольной арматуры должно быть не менее $\frac{1}{3} F_s$ и не более F_s — сечения спиральной арматуры).

Выше мы нашли — см. (10-а) и (11)

$$F_s = 57,54 \text{ см.}^2 \text{ и } F_e = 20,76 \text{ см.}^2$$

Откуда

$$3 > \frac{57,54}{20,76} > 1$$

или

$$3 > 2,75 > 1$$

4) По § 50 норм, шаг спирали t должен быть не больше $\frac{1}{5} D$ (диаметра ядра) и не больше 8 см.; т. е. должно быть

$$t < \frac{1}{5} D$$

$$t < 8 \text{ см.}$$

Выше мы нашли

$$t = 4,16 \text{ см.}$$

$$D = 50,5 \text{ см.}$$

Откуда

$$4,16 < 8 \text{ см.}$$

$$4,16 < \frac{1}{5} D = \frac{1}{5} \cdot 50,5 = 10,1 \text{ см.}$$

5) По § 49 норм, сечение F_e продольной арматуры должно составлять не более 3% и, по практическим соображениям, не меньше 0,8% от сечения бетона F_b .

В данном случае $F_e = 20,76 \text{ см.}^2$ и $F_b = 2510 \text{ см.}^2$; откуда

$$\frac{F_e \cdot 100}{F_b} = \frac{20,76 \cdot 100}{2510} \approx 0,8\% \text{ от } F_b.$$

6) Расчетная длина колонны $l = 4,5$ мтр. Наименьший наружный размер колонны $a = 55$ см.

Откуда

$$\frac{l}{a} = \frac{450}{55} = 8,15 < 15.$$

Т. е., согласно § 51 норм, проверки на продольный изгиб не требуется; (как устанавливается расчетная длина колонны, см. стр. 24 и § 51 норм).

7) Диаметр ядра должен быть не меньше $D=30$ см. (что соответствует наружному размеру $a \overline{сз} 35$ см.) и не больше $D = 50 - 55$ см.

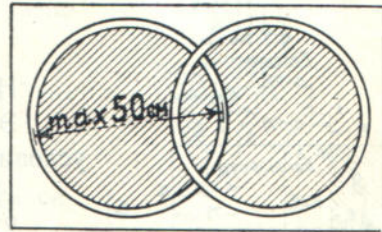
Эти пределы нормами не предусмотрены, но их часто придерживаются на практике.

В данном случае эти условия выполнены, т. к. у нас $D = 50,5$ см.

Если сечение конструкции превышает размер в 50 см., то его необходимо разбить на ряд ядер, каждое диаметром не более 50 — 55 см., при этом спирали должны заходить одна за другую, как показано на черт. 140, где ядра заштрихованы.

Надо иметь также в виду, что, по § 50 норм, в колоннах со спиральной обмоткой бетоном в обойме признается конструкция, имеющая круглое восьми- или шестигранное сечение и снабженная как продольной, так

и спиральной арматурой, удовлетворяющей приведенным выше условиям. Иначе говоря, ядро сечения, по смыслу упомянутого параграфа норм, может иметь форму круга или многоугольника. Если ядро сечения имеет форму квадрата или прямоугольника, то в формулу (B) на стр. 122 вместо коэффициента 36 для спирали вводится коэффициент 27, и предельная величина общей приведенной расчетной площади не должна превосходить основной приведенной площади более, чем в 1,5 раза (подробности см. § 50 норм).



Черт. 140.

Путейские нормы для спиральных колонн дают еще такие условия.

По § 49 этих норм, требуется, чтобы продольная арматура состояла не менее, как из 5 стержней. Ядро сечения должно иметь форму круга, тогда как по нормам Госплана оно может иметь форму и многоугольника (подробности см. § 49 путевских норм).

7. Расчет фундамента.

Рассмотрим такие случаи фундаментов.

Первый пример (черт. 141-а, б).

Колонна заканчивается внизу железобетонным башмаком на бетонном фундаменте.

Допускаемые напряжения:

а) для разных грунтов—см. § 54 норм и стр. 185 настоящей книги.

В данном случае принимаем для грунта $n = 2,5$ кгр./см.²,

б) для бетонного фундамента (состав бетона 1:6¹/₂—см. § 53 норм)

на сжатие 30 кгр./см.²

на растяжение $\sigma = 3$ кгр./см.².

Заметим, что, по § 53 норм, растяжение в бетонной кладке допускается только для бетона, у которого состав не ниже 1:6¹/₂ (1 часть цемента на 6¹/₂ инертных частей— щебня и песка). В данном случае, как увидим ниже, фундамент работает на изгиб, т. е. в нем будет иметь место растягивающие усилия, а потому для такого фундамента надо взять состав бетона не ниже 1:6¹/₂ и допускаемые напряжения не более вышеуказанных.

Расчету подлежат: 1) железобетонный башмак и 2) бетонный фундамент.

Расчет башмака.

Положим (черт. 141-а), что толщина колонны квадратного сечения получилась по расчету $a=60$ см. и нагрузка на башмак $P=140$ тонн. Сообразуясь с размерами колонны, задаемся размерами башмака 100.100 см.

Тогда давление на бетонный фундамент

$$\frac{140000}{100 \cdot 100} = 14 < 30 \text{ кгр./см.}^2$$

Найдем теперь высоту h башмака.

Эта высота должна удовлетворять двум условиям прочности:

- 1) на косые усилия и
- 2) на изгиб.

Расчет на косые усилия.

Косые напряжения определяются по формуле (см. стр. 78)

$$\tau = \frac{Q}{0,9hb} \dots \dots \dots (1).$$

Сообразуясь с § 41 норм, допускаем возможность в башмаке косых усилий до $\tau=15$ кгр./см². при условии, конечно, что эти усилия будут переданы отгибам и хомутам.

На выступающую часть башмака (на черт. 141-б она заштрихована наклонными штрихами) действует снизу вверх реакция бетонного фундамента

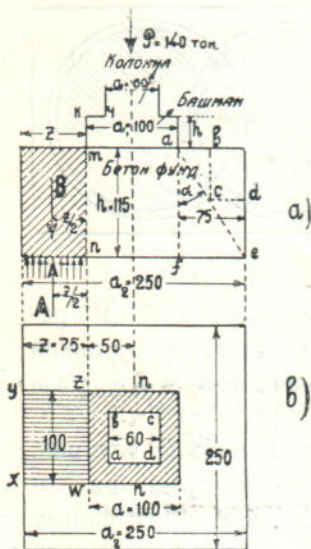
$$Q_1 = 14 (100^2 - 60^2) \frac{1}{2} = 90000 \text{ кгр.}$$

(сверху вниз действует вес выступающей части башмака; но для упрощения и в запас этим весом, в виду его незначительности, пренебрегаем).

Полагаем, что сила Q_1 принимается сечением башмака по всему периметру колонны (т. е. сечением длиной $abcd$).

Тогда на одну грань колонны, шириной 60 см., придется сила

$$Q = \frac{Q_1}{4} = \frac{90000}{4} = 22500 \text{ кгр.}$$



Черт. 141-а, б.

Подставляя найденные значения Q и $\tau = 15$ кгр./см.² в (1), получим

$$h = \frac{Q}{0,9b\tau} = \frac{22500}{0,9 \cdot 60 \cdot 15} \approx 28 \text{ см.}$$

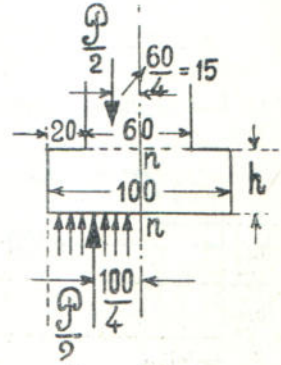
Следовательно, если исходить только из расчета на косые усилия, то надо было бы принять высоту башмака не менее $h = 28$ см.

Расчет на изгиб. На половину башмака (черт. 141-с) действуют следующие силы:

1) сверху вниз — нагрузка $\frac{P}{2}$ (весом башмака пренебрегаем) и 2) снизу вверх — реакция бетонного фундамента $\frac{P}{2}$, где $P = 140000$ кгр. действующая на башмак сила (см. выше).

Момент этих сил относительно сечения $n-n$

$$M = \frac{P}{2} \cdot 0,25 - \frac{P}{2} \cdot 0,15 = 70000 (0,25 - 0,15) = 7000 \text{ кгр. мтр.}$$



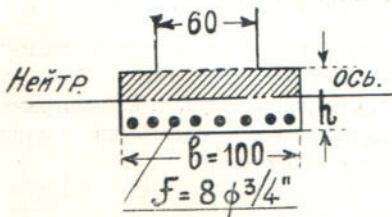
Черт. 141-с

Полагаем, что ширина сжатой части сечения будет $b = 100$ см. (на черт. 141-d представлен разрез башмака, причем сжатая часть этого сечения заштрихована).

Тогда по формуле на стр. 146

$$h = 0,41 \sqrt{\frac{M}{b}} = 0,41 \sqrt{\frac{7000}{1,00}} = 0,41 \cdot 84 \approx 34 \text{ см.}$$

Следовательно, если исходить из расчета на изгиб, то башмак должен иметь высоту $h = 34$ см.



Черт. 141-d

Сравнивая эту высоту с найденной выше высотой $h = 28$ см. (из расчета на косые усилия), видим, что надо принять $h = 34$ см., т. к. при меньшей высоте пришлось бы ставить двойную арматуру, а в данном случае в этом нет необходимости, ибо ничто не мешает придать башмаку высоту $h = 34$ см.

Количество арматуры (см. стр. 146)

$$f = 0,23 b \sqrt{\frac{M}{b}} = 0,23 \cdot 1,00 \cdot 84 = 19,4 \text{ см.}^2$$

Принимаем $f = 8 \phi 3/4 = 23,5 \text{ см.}^2$

Напомним, что, по § 61 норм, на каждый погон. метр должно быть не менее 4 штук рабочих стержней (лучше ставить не менее 7 шт., — см. об этом стр. 44). В данном случае это требование выполнено, т. к. на длину 1,00 метр (размер башмака в основании) ставится $8 \phi 3/4$.

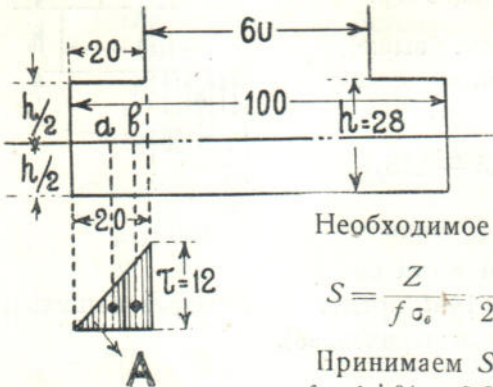
Косое напряжение при $h = 34$ см.

$$\tau = \frac{Q}{0,9hb} = \frac{22500}{0,9 \cdot 34 \cdot 60} = 12 \text{ кгр./см.}^2$$

Сумма косых усилий Z на протяжении одной грани колонны (черт. 141-е; напомним, что по § 41 норм все эти усилия надо передавать только железу, за исключением плит, у которых косое напряжение ≤ 4 кгр/см.²)

$$Z = (\text{пл. } A) \cdot b \cdot \sin 45^\circ = \frac{20 \cdot 12}{2} \cdot 60 \cdot 0,71 = 5112 \text{ кгр.}$$

где $b = 60$ см. — ширина одной грани колонны, а $\sin 45^\circ \approx 0,71$.



Черт. 141-е

Это усилие можно передать отгибам и хомутам вместе. Но в запас прочности передаем его только отгибам, а хомуты ставим, по конструктивным соображениям, без расчета.

Необходимое количество отгибов (см. стр. 84)

$$S = \frac{Z}{f \sigma_e} = \frac{5112}{2,87 \cdot 1200} = 1,49 \approx 2 \text{ шт.}$$

Принимаем $S = 2$ штуки,

где $f = 1 \cdot \dot{\rho}^{3/4} = 2,87$ см.² — сечение отгибаемых стержней.

Деля площадь A на две части, по изложенному на стр. 84, получим места a и b отгибов.

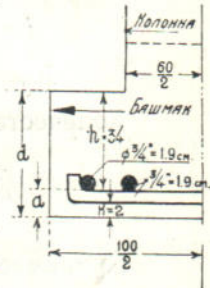
В действительности, по конструктивным соображениям, отгибы поставлены, как показано на чертеже колонны на листе № 4.

По конструктивным соображениям, часто места отгибов приходится несколько сдвигать в ту или другую сторону от расчетных точек a и b на черт. 141-е.

Такой сдвиг в данном случае можно считать вполне допустимым, т. к., во-первых, вместо полученных по расчету двух отгибов в действительности поставлено больше (см. ниже) и, во-вторых, потому, что кроме отгибов здесь поставлены сверх расчета еще и хомуты.

Итак, башмак надо армировать таким образом.

Надо вдоль каждой из его сторон поставить взаимно-перпендикулярно по $8 \cdot \dot{\rho}^{3/4}$ стержней, работающих на изгиб, и не менее $2 \cdot \dot{\rho}^{3/4}$ (также вдоль каждой стороны) отгибов против косых усилий (в действительности, отгибов поставлено в каждом направлении по 3 штуки, — см. стержни № 2 на листе № 4). Сверх этого поставлены хомуты (см. стержни № 4), для поддержки которых во время бетонирования (см. лист № 4) поставлены еще 4 монтажных стержня № 3.



Черт. 141-ф.

Выше мы нашли полезную высоту башмака $h = 34$ см. Для производства же работ надо знать полную высоту башмака, которая в данном случае будет равна (см. черт. 141-f)

$$d = h + a = 34 + 3,9 \approx 38 \text{ см.}$$

где $a = 1,9 + 2 = 3,9$ см.

Здесь слой бетона, покрывающий арматуру, принят $k = 2$ см.

Но в фундаментах, где всегда можно ожидать большего влияния сырости и грунтовых вод для надлежащей защиты арматуры от ржавления лучше этот слой принимать не менее 3 — 5 см. (см. об этом § 60 норм).

Кроме того, в § 59 норм по этому поводу сказано так: „для обеспечения массы бетона от сырости, везде, где она может угрожать также и с боковых сторон и снизу в сооружении, должны быть приняты меры специальной изоляции самого бетона, путем создания в нем поверхностного непроницаемого для воды слоя“.

Расчет бетонного фундамента.

Обозначим (черт. 141-a):

$P = 140000$ кгр.—нагрузка на фундамент

a_2 —сторона основания фундамента

Q —вес самого фундамента

$q = \frac{Q}{a_2^2}$ — давление на грунт только от бетонного фундамента

$n = \frac{P + Q}{a_2^2}$ — давление на грунт от всей нагрузки.

На выступающую часть z фундамента (на длину 1,00 метр.; см. заштрихованную горизонтальными штрихами площадку $xuzw$ на черт. 141-b) действуют следующие силы: снизу вверх—реакция грунта

$$A = 100 \cdot z \cdot n$$

и сверху вниз (черт. 141-a) вес самого выступа

$$B = 100 \cdot z \cdot q$$

Момент этих сил относительно mn

$$M = 100 \cdot z \cdot n \cdot \frac{z}{2} - 100 \cdot z \cdot q \cdot \frac{z}{2} = 100 \frac{z^2}{2} (n - q).$$

Момент сопротивления, при высоте фундамента h и для участка длиной $b = 100$ см.

$$W = \frac{b h^2}{6} = \frac{100 h^2}{6}$$

Напряжение кладки фундамента на растяжение

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{100 z^2 (n - q)}{2} : \frac{100 h^2}{6} = \frac{3 z^2 (n - q)}{h^2}$$

Откуда

$$h = z \sqrt{\frac{3(n-q)}{\sigma}} \dots \dots \dots (A)$$

По этой формуле можно определить h — высоту фундамента.

Напряжение грунта (см. выше) принято $n=2,5$ кгр./см.².

Величиной q предварительно задаются иногда так: принимают высоту фундамента примерно $h = 1,00$ мтр. Тогда при весе бетонной кладки $p = 2000$ кгр./мтр.³ давление от такого фундамента на квадратный см. будет

$$q = \frac{2000}{100 \cdot 100} = 0,2 \text{ кгр./см.}^2$$

Полное напряжение грунта

$$n = \frac{P}{a_2^2} + q$$

Откуда сторона основания

$$a_2 = \sqrt{\frac{P}{n-q}}$$

Подставляя сюда численные значения, получим

$$a_2 = \sqrt{\frac{140000}{2,5-0,2}} = 248 \text{ см.} \approx 250 \text{ см.}$$

а высота h фундамента по формуле (A)

$$h = z \sqrt{\frac{3(n-q)}{\sigma}} = 75 \sqrt{\frac{3(2,5-0,2)}{3}} \approx 115 \text{ см.}$$

т. к. (см. стр. 127) $\sigma = 3$ кгр./см.². и $z = 75$ см. из черт. 141-а.

Итак, все размеры фундамента найдены. Теперь можем точно определить напряжение грунта.

Вес фундамента

$$Q = 2000 \cdot 2,50^2 \cdot 1,15 = 12200 \text{ кгр.}$$

Давление на грунт

$$n = \frac{P+Q}{250^2} = \frac{140000 + 12200}{250^2} = 2,44 \text{ кгр./см.}^2$$

т. е. почти равно допускаемому 2,5 кгр./см.²

Иногда при большом выступе z фундамент ограничивают уступами $abcde$ (черт. 141-а), но с тем, чтобы линия уступов bcd не заходила за линию ae .

Часто приведенный выше расчет фундамента упрощают так (черт. 141-а).

Сначала, как и выше, определяют сторону основания фундамента $a_2 = 250$ см. Затем предполагают, что давление в кладке фундамента

распространяется под углом $\alpha \approx 30^\circ$. Тогда $af = fe \cdot tg 60^\circ = 75 \cdot 1,73 = 1,30$ мтр.

Т. е. получилась примерно та же высота, что и выше.

Заметим, что во всяком случае глубина заложения фундамента должна быть не менее глубины промерзания грунта (около 1,5 мтр.), если таковое может иметь место (колонны у наружных стен здания), и не менее глубины, на которой залегает грунт с принятым выше допускаемым напряжением $n = 2,5$ кгр./см.

Если грунт с требуемым допускаемым напряжением залегает очень глубоко, то может потребоваться устройство свайного или другого основания.

Здесь полезно иметь в виду также § 48 из „Технических условий проектирования капитальных зданий и сооружений“, ¹⁾ где сказано, что при определении глубины заложения оснований таковая определяется по формуле Паукера и должна быть не менее

$$h = S \cdot H \cdot tg^4 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$$

где h — искомая глубина в метрах

H — высота в метрах слоя земли, эквивалентного весу сооружения, т. е. равна высоте сооружения, умноженной на соотношение объемных весов сооружения и земли (наличного грунта)

φ — угол естественного откоса грунта

S — коэффициент, принимаемый нормально равным единице, но в отдельных случаях, напр., при слабых грунтах, должен быть повышен.

Вариант фундамента из бутовой кладки.

Выше мы нашли размеры для фундамента из бетонной кладки. Но иногда, в зависимости от местных условий, фундамент из бутовой кладки может оказаться дешевле. Поэтому определим размеры и для такого фундамента.

Заметим, что растяжение в бутовой кладке, по § 53 норм, допускается только, когда кладка сложена на портланд-цементном растворе состава не ниже 1:4, и когда временное сопротивление самого камня не ниже 200 кгр./см.² Следовательно, при устройстве фундамента из бутовой кладки и работающего на изгиб, надо следить, чтобы бутовая кладка удовлетворяла вышеприведенным техническим условиям. Между тем, на практике, часто при устройстве таких фундаментов берут камни с меньшим, чем указано выше, временным сопротивлением, и раствор для кладки берут не 1:4, а более тощий, напр., 1:6 и т. д.

Для кладки, удовлетворяющей приведенным выше условиям, по указаниям § 53 норм, допускается на сжатие 20 кгр./см.²
на растяжение . . . $\sigma = 1,5$ кгр./см.²

Размеры фундамента в основании будут такие же, как и при бетонном фундаменте (см. выше) т. е. $a_2 = 250$ см. (черт. 141-а).

Тогда по формуле на стр. 132

$$h = z \sqrt{\frac{3n}{\sigma}} = 75 \sqrt{\frac{3 \cdot 2,5}{1,5}} = 168 \text{ см.}$$

В запас прочности в этой формуле полагаем $q = 0$. Допускаемое напряжение грунта, как и раньше, принято $n = 2,5$ кгр./см.²

¹⁾ Издание Управления Московского Губинжа, 1925 г.

Второй пример (черт. 142).

Железобетонный башмак колонны ставится непосредственно на грунт.

Заметим, что для лучшей защиты арматуры фундамента от ржавления, вследствие влияния сырости грунтовых вод и т. д., рекомендуется самый башмак ставить не непосредственно на грунт, а на бетонную подушку, толщиной не менее 30 см. Такая подушка ставится без расчета и может быть сделана из тощего бетона (1:4:6).

Положим, что нагрузка на башмак по расчету получилась $P = 140$ тонн.

Допускаемое напряжение грунта, как и раньше, принимаем $n = 2,5$ кгр./см.². Положим также, что сечение колонны у башмака получилось по расчету 60×60 см.

Тогда ширина башмака по низу, пренебрегая весом башмака

$$P = na^2$$

$$a = \sqrt{\frac{P}{n}} = \sqrt{\frac{140000}{2,5}} \approx 240 \text{ см.}$$

Найдем теперь высоту h башмака.

Эта высота должна удовлетворять двум условиям прочности:

- 1) на косые усилия и
- 2) на изгиб.

Расчет на косые усилия. Снизу вверх на башмак (на заштрихованную на черт. 142-б площадь) действует реакция грунта

$$A = Q_1 = 2,5 (240^2 - 60^2) = 134000 \text{ кгр.}$$

Предполагаем, что вся эта сила воспринимается сечением башмака по периметру колонны, т. е. сечением $abcd$ на черт. 142-б.

Следовательно, на каждую грань колонны, шириной $b = 60$ см., приходится поперечная сила

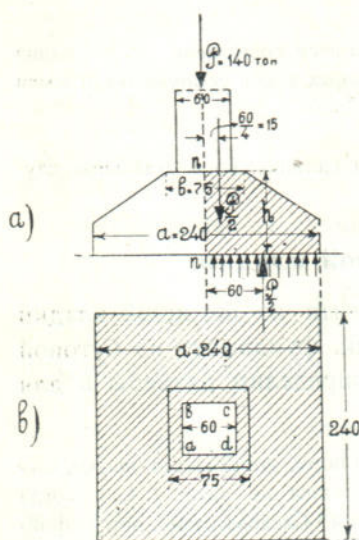
$$Q = \frac{134000}{4} = 33500 \text{ кгр.}$$

Как и на стр. 128, допускаем возможность в башмаке косых усилий $\tau =$ до 15 кгр./см.². Тогда высота башмака из формулы на стр. 128

$$h = \frac{Q}{0,9 b \tau} = \frac{33500}{0,9 \cdot 60 \cdot 15} \approx 41,5 \text{ см.}$$

Следовательно, исходя из расчета на косые усилия, надо принять высоту башмака $h = 41,5$ см.

Расчет на изгиб. Сообразуясь с размерами колонны, придаем башмаку (черт. 142-а) по верху ширину $b = 75$ см. (иногда эту ширину принимают равной ширине колонны, т. е. в данном случае надо было бы принять $b = 60$ см.).



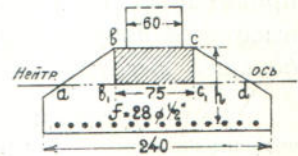
Черт. 142-а, б.

Тогда снизу вверх на половину башмака действует реакция грунта, равная $\frac{P}{2}$, сверху вниз—сила $\frac{P}{2}$, где $P = 140000$ кгр.—действующая на башмак нагрузка (см. выше). Момент этих сил относительно сечения $n - n$

$$M = \frac{P}{2} \cdot 60 - \frac{P}{2} \cdot 15 = \frac{140000}{2} (60 - 15) = 31500 \text{ кгр. мтр.}$$

Затем полагаем, что сжатая часть сечения $n - n$ по всей высоте имеет ширину $b = 75$ см. = 0,75 мтр.

На черт. 142-с представлен разрез башмака. Сжатой частью здесь будет площадь $abcd$. Но в запас вместо нее принимаем заштрихованную площадь $b_1 b c_1$.



Черт. 142-с

Тогда необходимая высота башмака по формуле на стр. 146

$$h = 0,41 \sqrt{\frac{M}{b}} = 0,41 \sqrt{\frac{31500}{0,75}} = 0,41 \cdot 205 \approx 85 \text{ см.}$$

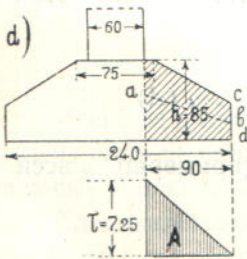
Итак, из расчета на косые усилия необходима высота $h = 41,5$ см., а из расчета на изгиб $h = 85$ см. Очевидно, надо принять $h = 85$ см.

Тогда по формуле на стр. 146 количество арматуры

$$f = 0,23 b \sqrt{\frac{M}{b}} = 0,23 \cdot 0,75 \sqrt{\frac{31500}{0,75}} = 35,2 \text{ см.}^2$$

Принимаем $f = 28 \phi 1/2'' = 35,6 \text{ см.}^2$.

Следовательно, на каждый погонный метр приходится $\frac{28}{2,4} \approx 11$ штук рабочих стержней, т. е. более 7 штук, как это (см. стр. 44) рекомендуется (где 2,4 мтр. это—см. черт. 142-а—сторона основания башмака).



Черт. 142-d.

Таким образом, на ширине 2,4 мтр. надо поставить в обоих направлениях (взаимно-перпендикулярно) по $28 \phi 1/2''$.

Проверим теперь принятое $h = 85$ см. на косые усилия. Косое напряжение

$$\tau = \frac{Q}{0,9 h b} = \frac{33500}{0,9 \cdot 85 \cdot 60} = 7,25 \text{ кгр./см.}^2$$

где $b = 60$ см.—толщина колонны

Согласно § 41 норм, все косые усилия надо передать отгибам и хомутам. Но в запас прочности передадим их только отгибам и сверх этого поставим хомуты без расчета. Косое усилие Z , приходящееся на одну грань колонны, т. е. на ширину $b = 60$ (см. черт. 142-d)

$$Z = b \cdot (\text{плоч. } A) \cdot \sin 45 = 60 \frac{7,25 \cdot 90}{2} \cdot 0,71 \approx 14000 \text{ кгр.}$$

Здесь $b = 60$ см. и $\sin 45 = 0,71$. Отгибы ставим из $f = 1 \frac{1}{2}'' = 1,27$ см.².

Количество отгибов

$$S = \frac{Z}{f \cdot \sigma_e} = \frac{14000}{1,27 \cdot 1200} = 9,1 \text{ шт.}$$

Принимаем $S = 10$ штук.

Деля (черт. 142-d) площадь (A) на 10 равных частей, по изложенному на стр. 84, получим на линии ab места для отгибов; положение ab принимается по середине заштрихованного на черт. 142-d сечения; высоту cd наружной грани башмака принимают около половины наибольшей высоты башмака $h = 85$ см.

По конструктивным соображениям, отгибы поставлены, как показано на чертеже колонны на листе № 4, а именно: сначала поставлено в каждом направлении по 4 отгиба № 3; затем по 3 отгиба № 4 и по 3 отгиба № 5.

Чтобы получить места для этих отгибов, надо площадь A на черт. 142-d разделить в отношении 4:3:3.

Итак, все необходимые размеры башмака и количество арматуры найдены.

Иногда, сохраняя высоту башмака $h = 85$ см. и ширину его поверху $b = 75$ см., придают ему очертание, как показано на черт. 142-е, а для этого надо найти длину выступа x . Аналогично предыдущему, эта длина должна удовлетворять двум условиям прочности: 1) на изгиб и 2) на косые усилия.

Расчет на изгиб. На погонный метр выступа x (т. е. на густо заштрихованную на черт. 142-f площадку $abcd$) снизу вверх действует реакция грунта

$$A = 100 \cdot n \cdot x = 250 x$$

где $n = 2,5$ кгр./см.²—допускаемое напряжение грунта. Момент этой реакции относительно $a - a$

$$M = A \cdot \frac{x}{2} = 250 \cdot x \cdot \frac{x}{2} = 125 x^2 \dots \dots \dots (A)$$

Задаемся полезной высотой выступа $h = 35$ см. (примерно $\frac{1}{3}$ всей высоты башмака).

Тогда из формулы на стр. 146

$$h = 0,41 \sqrt{\frac{M}{b}}$$

после подстановки в нее $h = 35$ см. и $b = 100$ см., получим

$$35 = 0,41 \sqrt{\frac{M}{100}}$$

Откуда

$$M = \frac{35^2 \cdot 100}{0,41^2} = 735000 \text{ кгр. см.}$$

Принимая во внимание выражение (A), получим

$$125x^2 = 735000$$

$$x = \sqrt{\frac{735000}{125}} = 77 \text{ см.}$$

Таким образом, чтобы удовлетворить условию прочности на изгиб нужно взять длину выступа не более $x = 77$ см.

Расчет на косые усилия. Снизу вверх на выступ (на всю заштрихованную на черт. 142-е площадь) действует реакция грунта

$$Q = n (a^2 - y^2) = 2,5 (240^2 - y^2) \dots \dots \dots (B)$$

Полагаем, что вся эта сила воспринимается сечением башмака по периметру $x y z w$, т. е. сечением с длиной $b = 4 y$. Тогда из формулы

$$\tau = \frac{Q}{0,9 h b}$$

получим

$$Q = 0,9 h b \tau = 0,9 \cdot 35 \cdot 4 y \cdot 4 = 505 y \dots \dots \dots (C)$$

где $b = 4 y$, $h = 35$ см. и $\tau = 4$ кгр./см.² (здесь мы предполагаем, что косые усилия в башмаке не должны превышать $\tau = 4$ кгр./см.², т. к. тогда, по § 41 норм, можно не ставить хомутов и отгибов, которые при небольших размерах выступа могут усложнить работу по укладке арматуры).

Из выражений (B) и (C) имеем

$$2,5 (240^2 - y^2) = 505 y \text{ или} \\ y^2 + 202 y - 57000 = 0$$

Решая это уравнение, получим:

$$y = -101 + \sqrt{101^2 + 57000} = 160 \text{ см.}$$

Откуда (черт. 142-е)

$$x = \frac{240 - 160}{2} = 40 \text{ см.}$$

Итак, из расчета на изгиб длина выступа должна быть не больше $x = 77$ см., а из расчета на косые усилия не больше $x = 40$ см. Очевидно, нужно принять $x = 40$ см.

Следовательно, мы имеем высоту выступа $h = 35$ см. и длину его $x = 40$ см.; остается найти количество арматуры.

Для этого поступаем так.

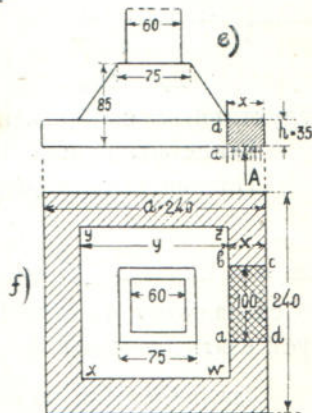
Подставляя в выражение (A) $x = 40$ см., получим момент относительно $a - a$ (черт. 142-е)

$$M = 125 x^2 = 125 \cdot 40^2 = 200000 \text{ кгр. см.}$$

Откуда по формуле на стр. 147

$$f = \frac{M}{0,9 h \sigma_s} = \frac{200000}{0,9 \cdot 35 \cdot 1200} = 5,3 \text{ см.}^2$$

Принимаем $f = 5 \phi^{1/2} = 6,35 \text{ см.}^2$.



Черт. 142-е, f.

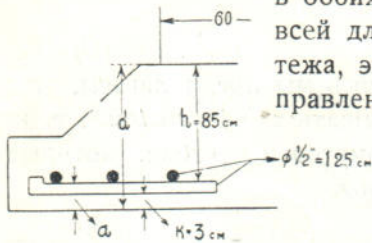
При таком количестве стержней, § 61 норм будет выполнен, т. к. по этому параграфу на каждый пог. метр должно быть не менее 4 шт. рабочих стержней.

Но лучше поставить на каждый погонный метр не менее 7 шт., как (см. стр. 44) рекомендуется. Тогда на всю длину 2,4 мтр. придется $2,4 \cdot 7 \overline{\infty} 16$ шт. стержней.

Следовательно, из найденных выше $28 \dot{\phi}^{1/2}$ " у начала выступа можно отогнуть вверх $28-16$, т. е. $12 \dot{\phi}^{1/2}$ "; (см. на листе № 4 стержни № 6).

Итак, фундамент надо армировать так. Надо взаимно-перпендикулярно вдоль каждой стороны его поставить по $28 \dot{\phi}^{1/2}$ " (см. стержни №№ 6 и 7 на листе № 4), из которых $12 \dot{\phi}^{1/2}$ " (см. стержни № 6) у начала выступа отгибаются вверх.

Затем против каждой грани колонны надо поставить по $10 \dot{\phi}^{1/2}$ " для отгибов (см. стержни № 3, 4 и 5). Эти стержни ставятся тоже в обоих направлениях и возможно равномернее по всей длине башмака. Чтобы не затемнять чертежа, эти стержни показаны только в одном направлении. Сверх этой арматуры поставлены еще без расчета хомуты (см. стержни №№ 8, 9, 10 и 11 на листе № 4). Для поддержки этих хомутов поставлена горизонтальная арматура из $\dot{\phi}^{5/16}$ " (см. стержни № 12—монтажная арматура). Кроме того, по конструктивным соображениям, поставлены еще стержни №№ 1 и 2.



Черт. 142-g.

Выше мы нашли полезную высоту башмака $h = 85$ см.

Полная высота (черт. 142-g)

$$d = h + a = 85 + 5 = 90 \text{ см.}$$

где $a = 1,25 + 3 \overline{\infty} 5$ см. Здесь слой бетона, покрывающий арматуру, по сказанному на стр. 135, для лучшей защиты ее от ржавления, следует взять не менее $k = 3$ см. (см. §§ 59 и 60 норм).

Заметим и здесь, что глубина заложения башмака должна быть не меньше глубины промерзания грунта, если таковое может иметь место, и не меньше глубины, на которой залегают грунт, с принятым выше допуском напряжением $n = 2,5$ кгр./см².

Третий пример (черт. 143).

Приведем еще пример расчета фундамента, который встречается во многих курсах по железобетону¹⁾.

Здесь фундамент состоит из железобетонной плиты, на которую опирается колонна.

Конструкция этого фундамента приведена на черт. 53 (стр. 28).

Положим, что давление от колонны, включая и вес фундаментной плиты, получилось по расчету 50000 кгр. и сечение колонны 30.30 см². Допускаемое напряжение грунта принимаем 2,5 кгр./см².

¹⁾ См., напр., Лахтин и Кашкарев — Железобетон, т. 3, стр. 139, изд. 1925 г.

Необходимая площадь основания железобетонной плиты

$$F = \frac{50000}{2,5} = 20000 \text{ см.}^2$$

Принимаем 150.150 см.². Тогда давление на грунт

$$\sigma = \frac{50000}{150.150} = 2,2 \text{ кгр./см.}^2$$

Рассматриваем (черт. 143-а) выступающую (заштрихованную) часть А, как консоль, заделанную в сечении а—а. Выделяем в этой консоли заштрихованный участок А (черт. 143-б) шириной 100 см.

Тогда давление снизу вверх (реакция грунта) на этот участок будет $R = 2,2 \cdot 60 \cdot 100 = 13200$ кгр. Момент этого давления относительно сечения а—а

$$M = R \cdot \frac{0,60}{2} = 13200 \cdot \frac{0,60}{2} = 3960 \text{ кгр. мтр.}$$

Задаемся напряжениями $\sigma_b = 30$ и $\sigma_s = 1000$; (по последним нормам можно принимать $\sigma_s = 1200$ и σ_b — в зависимости от марки бетона и класса сооружения, — см. § 45 норм).

Тогда по таблице на стр. 210, найдем полезную высоту

$$h = 0,49 \sqrt{M} = 0,49 \sqrt{3960} \approx 30 \text{ см.}$$

и сечение арматуры на участке шириной 1 мтр.

$$f = 0,228 \sqrt{\frac{M}{b}} = 0,228 \sqrt{3960} = 14,36 \text{ см.}^2$$

или, на всю ширину плиты 1,50 мтр.

$$f = 1,5 \cdot 14,36 = 21,54 \text{ см.}^2.$$

Сечение арматуры принимаем $f = 15 \phi 14$ мм., причем такая арматура должна быть поставлена в обоих взаимно-перпендикулярных направлениях.

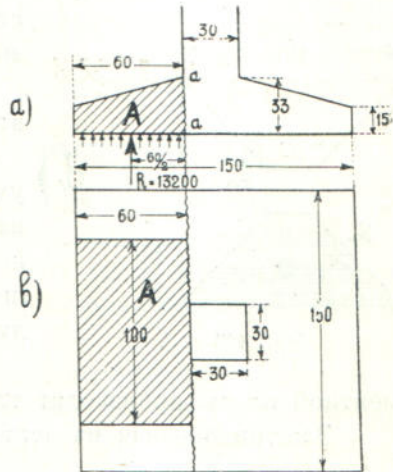
Полная высота плиты в опасном сечении $d = 30 + 3 = 33$ см.

Теперь остается сделать проверку на скалывание. Скалывающая сила в сечении а—а, приходящаяся на площадь А на черт. 143-б,

$$Q = R = 13200 \text{ кгр.}$$

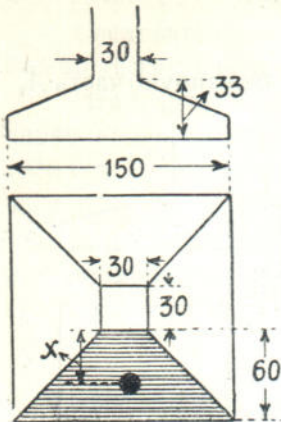
откуда напряжение на скалывание (по формуле на стр. 128)

$$\tau = \frac{Q}{0,9 h b} = \frac{13200}{0,9 \cdot 30 \cdot 100} = 4,90 \text{ кгр./см.}^2.$$



Черт. 143-а б.

Т. к. это напряжение превышает 4 кгр./см.², то, по § 41 норм, надо поставить хомуты и отгибы, расчет которых ведется по изложенному на стр. 130. На черт. 53 они не показаны. Относительно представленной на черт. 53 конструкции заметим, что сверх арматуры, полученной по расчету, здесь в средней части плиты на ширине колонны (30 см.) уложена также сжатая арматура (у верхней грани плиты) по 3 ϕ 16 мм. в каждом направлении.



Черт. 143-с, d.

с) При изгибе плиты эта арматура имеет стремление выпучиться наружу и может вызвать отслоение бетона.

Во избежание этого, надо обязательно эту арматуру связать хомутами с нижней.

д) По направлению к краям, вследствие уменьшения изгибающего момента и скалывающей силы, толщина подушки (черт. 53) постепенно уменьшается до высоты 15 см. (примерно до половины полной высоты подушки 33 см.).

Иногда расчет рассмотренной фундаментной плиты производят таким образом.

Заштрихованная на черт. 143-d площадь

$$\frac{150^2 - 30^2}{4} = 5400 \text{ см.}^2.$$

Реакция грунта на эту площадь

$$R = 5400 \cdot 2,2 = 11880 \text{ кгр.}$$

Расстояние центра тяжести этой площади (трапеции) до колонны

$$x = \frac{60}{3} \cdot \frac{2 \cdot 150 + 30}{150 + 30} = 36,7 \text{ см.}$$

Момент в опасном сечении

$$M = R \cdot x = 11880 \cdot 36,7 \approx 436000 \text{ кгр. см.}$$

Затем за расчетную ширину плиты принимают

$$b = 30 + 2 \cdot 33 = 96 \text{ см.} = 0,96 \text{ мтр.}$$

где 30 см.—меньшая сторона трапеции (толщина колонны), а 33 см.—полная высота плиты в опасном сечении.

Тогда (см. пример на стр. 147)

$$a_2 = \frac{h}{\sqrt{\frac{M}{b}}} = \frac{30}{\sqrt{\frac{4360}{0,96}}} = \frac{30}{67} \approx 0,45$$

Этому a_2 в таблице на стр. 210 при $\sigma_s = 1000$ кгр./см. соответствует $a_3 \approx 0,248$.

Откуда

$$f = a_3 b \sqrt{\frac{M}{b}} = 0,248 \cdot 0,96 \sqrt{\frac{4360}{0,96}} = 16,4 \text{ см.}^2$$

Приинимаем

$$f = 11 \phi 14 = 16,93 \text{ см.}^2$$

Это количество стержней принимают на участок $b = 96$ см. Следовательно, по всей ширине плиты 150 см. надо поставить

$$\frac{11 \cdot 150}{96} \approx 17 \text{ штук.}$$

Такое же количество ставится и в другом направлении подушки. Проверка на скалывание ведется по предыдущему.

8. Расчет температурного шва (черт. 144).

По § 57 норм, следует всемерно облегчать сооружению температурные и усадочные перемещения, а для этого надлежит предусмотреть устройство сквозных разрезов—температурных швов—на расстоянии, не больше 30 и в исключительных случаях не больше 40 метров друг от друга. (Подробности о таких швах см. стр. 31).

Для рассмотренного выше перекрытия надобности в таких швах нет, т. к. наибольшая длина этого перекрытия (см. черт. 71 на стр. 36) меньше 30 метров.

Поэтому рассмотрим другое перекрытие, размеры которого в плане, положим, будут 60×25 метров. Положим также, что главные балки здесь идут вдоль длинной стороны перекрытия. Разбиваем перекрытие температурным швом на две части. Тогда длина каждой части будет

$$l = \frac{60}{2} = 30 \text{ мтр.}$$

Ширина температурного шва найдется из условия

$$e = l \cdot 0,000012 t$$

где

$$l = 30 \text{ мтр.}$$

0,000012—коэффициент расширения бетона, согласно § 19 норм
 t —разность между самой высокой температурой, какая только возможна в данном здании, и средней температурой во время бетонирования.

Принимаем $t = 20^\circ$. Тогда

$$e = 30 \cdot 0,000012 \cdot 20 = 0,72 \text{ см.}$$

Конструкцию шва принимаем, как показано на листе № 4. По горизонтальной площадке ab (черт. 144-а) прокладывается два слоя толя. Во время бетонирования надо следить, чтобы поверхности разделенных швом частей на участке ab , для уменьшения силы трения, были по возможности гладкими. Положим (черт. 144-а, б), что опорная реакция от свободного конца (II) балки получилась по расчету $A = 13780$ кгр.

Считаем, что опорная реакция A приложена в точке b . Тогда изгибающий момент в сечении aa_1

$$M = 13780 \cdot 0,20 = 2756 \text{ кгр. мтр.}$$

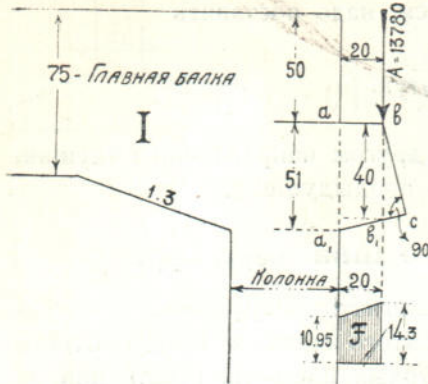
Перерезывающая сила в этом сечении

$$Q = A = 13780 \text{ кгр.}$$

Полезная высота сечения aa_1 (черт. 144-с)

$$h = 51 - \frac{2,5}{2} - 2,5 = 47,25 \text{ см.}^1)$$

где $\frac{2,5}{2}$ — половина диаметра рабочей арматуры, а 2,5 см. — расстояние в свету между рабочей арматурой и наружной поверхностью балки.



Черт. 144-а.

Расчет консоли $abca_1$ (черт. 144-а).

Если армировать консоль $abca_1$ одиночной арматурой, то при $\sigma_b = 40$ и $\sigma_e = 1200$ потребовалась бы высота (см. стр. 68)

$$h = 0,41 \sqrt{\frac{M}{b}} = 0,41 \sqrt{\frac{2756}{0,30}} = 0,41 \cdot 96 = 39,5 \text{ см.}$$

где 0,30 мтр. — ширина консоли (равна ширине главной балки); а так как у нас $h = 47,25$ см., то надобности в двойной арматуре нет.

Количество арматуры при $h = 47,25$ см. находим так (см. стр. 147).

$$a_2 = \frac{h}{\sqrt{\frac{M}{b}}} = \frac{47,25}{96} = 0,49$$

Этому a_2 в таблице на стр. 210 при $\sigma_e = 1200$ соответствует $a_3 = 0,188$.

Откуда

$$f = a_3 b \sqrt{\frac{M}{b}} = 0,188 \cdot 0,30 \cdot 96 = 5,4 \text{ см.}^2$$

или

$$f = 2 \cdot \frac{1}{4} \cdot 25 = 9,82 \text{ см.}^2.$$

В действительности, количество стержней принято большее; (см. чертежи шва на листе № 4). Скальвающие напряжения в сечении aa_1 определяем по формуле (см. стр. 179—180)

$$\tau = \frac{Q}{0,9 h b}$$

где $h = 47,25$ см. — полезная высота сечения, $b = 30$ см. — ширина его,

$$\text{откуда } \tau = \frac{Q}{0,9 h b} = \frac{13780}{0,9 \cdot 47,25 \cdot 30} = 10,95 \text{ кгр./см.}^2$$

¹⁾ На черт. 144-с, ошибочно вместо 47,25 поставлено 43,25 см. Расстояние h на этом чертеже надо читать от центра тяжести верхней (растянутой) арматуры до точки a_1 (крайнего сжатого волокна).

На черт. 144-а, б вместо 75 см. надо читать 80 см.

(если бы величина τ получилась больше 15 кг./см², то, согласно § 41 норм, надо было бы увеличить поперечные размеры консоли $abca_1$).

Скалывающее напряжение в сечении bb_1

$$\tau = \frac{Q}{0,9hb} = \frac{13780}{0,9 \cdot 36,25 \cdot 30} = 14,30 < 15 \text{ кг./см.}^2$$

где $h = 40 - \frac{2,5}{2} = 36,25$ — полезная высота консоли в сечении bb_1 .

Скалывающее усилие на участке ab

$$Z = (\text{пл. } F) \cdot b \cdot \sin 45 = \frac{(10,95 + 14,3) \cdot 20}{2} \cdot 30 \cdot 0,71 \approx 5380 \text{ кг.}$$

В запас прочности все это усилие передаем на отгибы, а хомуты ставим, по конструктивным соображениям, как показано на листе № 4.

Количество отгибов

$$S = \frac{Z}{f\sigma_s} = \frac{5380}{1200 \cdot 4,91} \approx 1 \text{ отгиб}$$

где $f = 1 \cdot \phi 25 = 4,91 \text{ см.}^2$ сечение одного рабочего стержня, а $\sigma_s = 1200$ — допускаемое напряжение железа на растяжение. По конструктивным соображениям, вместо одного отгиба ставим два (см. стержни № 1 на листе № 4). Для полного расчета рассмотренной консоли надо, согласно § 52 норм, сделать еще поверку напряжений от изгиба.

В расчет принимаем только стержни

$$\left. \begin{aligned} f &= 4 \cdot \phi 25 = 19,64 \\ f_1 &= 4 \cdot \phi 25 = 19,64 \end{aligned} \right\} \text{ см. стержни № 2}$$

(в сжатую зону консоли входят еще 2 стержня № 1, но их в расчет не принимаем).

По формулам на стр. 156 имеем

$$a' = 2,5 + \frac{2,5}{2} = 3,75 \text{ см. (см. черт. 144-с)}$$

$$c = h - a' = 47,25 - 3,75 = 43,50 \text{ см.}$$

$$m = \frac{15(f + f_1)}{b} = \frac{15(19,64 + 19,64)}{30} = 19,64$$

$$m^2 = 19,64^2 = 386$$

$$p = \frac{2 \cdot 15}{b} (hf + a'f) = \frac{30}{30} (47,25 \cdot 19,64 + 3,75 \cdot 19,64) = 981,5$$

Положение нейтральной оси

$$x = -m + \sqrt{m^2 + p} = -19,64 + \sqrt{386 + 981,5} = 17,36 \text{ см.}$$

Момент сопротивления

$$W = \frac{2nx}{6}(3h - x) + \frac{nc(x - a')}{x} =$$

$$= \frac{30 \cdot 17,36}{6} (3 \cdot 47,25 - 17,36) + \frac{15 \cdot 43,50 (17,36 - 3,75)}{17,36} = 11310 \text{ см.}^3$$

Напряжение бетона

$$\sigma_b = \frac{M}{W} = \frac{275600}{11310} = 24,5 \text{ кгр./см.}^2$$

Напряжение железа

$$\sigma_e = 15 \cdot \sigma_b \frac{h-x}{x} = 15 \cdot 24,5 \frac{47,25-17,36}{17,36} = 635 \text{ кгр./см.}^2$$

Напряжения получились значительно меньше допускаемых, т. к. высота сечения и количество арматуры взяты с большим запасом.

Расчет конца балки, опирающейся на консоль (черт. 144-б).

Этот расчет ведется аналогично предыдущему. Полагаем, что опорная реакция $A = 13780$ кгр. приложена в точке a .

Тогда момент в сечении bb_1 будет

$$M = A \cdot 0,20 = 13780 \cdot 0,20 = 2756 \text{ кгр. мтр.}$$

Полезная высота в сечении bb_1

$$h = 50 - \frac{2,5}{2} - 2,5 = 46,25 \text{ см. (аналогично определению } h \text{ на черт. 144-с, см. выше).}$$

Откуда, по предыдущему,

$$a_2 = \frac{h}{\sqrt{\frac{M}{b}}} = \frac{46,25}{\sqrt{\frac{2756}{0,30}}} = 0,49$$

$$a_3 = 0,188$$

$$f = 0,188 \cdot 0,30 \cdot 96 = 5,4 \text{ см.}^2$$

В действительности сечение арматуры принято гораздо большее, а именно, как показано на листе № 4.

Скальвающее напряжение в сечении aa' (такое же напряжение будет и в сечении bb_1 в виду неизменяемости Q , h и b)

$$\tau = \frac{Q}{0,9 h b} = \frac{13780}{0,09 \cdot 46,25 \cdot 30} = 10,80 < 15 \text{ кгр./см.}^2$$

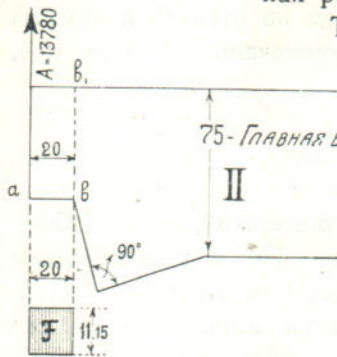
Скальвающее усилие на участке ab

$$Z = (\text{плоч. } F) \cdot b \cdot \sin 45 = 11,15 \cdot 20 \cdot 30 \cdot 0,71 = 4730 \text{ кгр.}$$

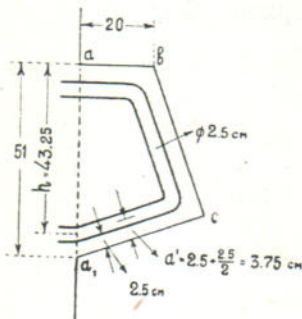
Количество отгибов

$$S = \frac{Z}{\sigma_e f} = \frac{4730}{1200 \cdot 4,91} \approx 1 \text{ отгиб.}$$

В действительности, как видно из чертежа на листе № 4, отгибов поставлено больше. Кроме того сверх расчета поставлены хомуты.



Черт. 144-б.



Черт. 144-с.

III. Формулы и таблицы для расчета железобетонных конструкций.

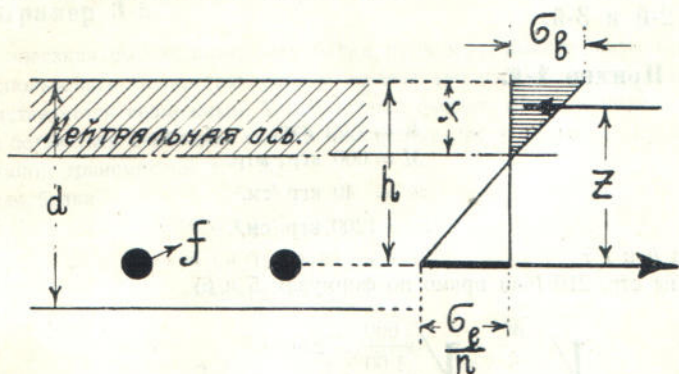
I. Плиты и балки прямоугольного сечения с одиночной арматурой.

В практических расчетах обычно сначала производится подбор сечения (т. е. определяется полезная высота сечения и сечение арматуры; если высота сечения дана, то определяется только сечение арматуры).

После подбора сечения производится проверка напряжений (см. об этом § 52 норм).

а). Подбор сечения.

Ведется по формулам (черт. 145)



Черт. 145.

Положение нейтральной оси

$$\boxed{x = a_1 h} \dots \dots \dots (1)$$

Полезная высота сечения

$$\boxed{h = a_2 \sqrt{\frac{M}{b}}} \dots \dots \dots (2)$$

Сечение арматуры

$$\boxed{f = a_3 \sqrt{M b} = a_3 b \sqrt{\frac{M}{b}}} \dots \dots \dots (3)$$

где коэффициенты a_1, a_2, a_3 берутся из таблицы на стр. 210. В этих формулах для плит берется $b = 100$ см. и для балок ширина балки.

Полезно заметить, что при наиболее ходовых напряжениях $\sigma_b = 40$ кгр./см.² и $\sigma_c = 1200$ кгр./см.², согласно таблице на стр. 210 коэффициенты $a_1 = 0,333$, $a_2 = 0,411$ и $a_3 = 0,228$.

Тогда последние формулы получают вид

$$x = 0,333 h = \frac{1}{3} h \quad (\text{нейтральная ось лежит как-раз на высоте } \frac{1}{3} h) \quad \dots \dots \dots (4)$$

$$h = 0,411 \sqrt{\frac{M}{b}} \quad \text{или кругло } h = 0,41 \sqrt{\frac{M}{b}} \quad \dots \dots \dots (5)$$

$$f = 0,228 b \sqrt{\frac{M}{b}} \quad \text{" " } f = 0,23 b \sqrt{\frac{M}{b}} \quad \dots \dots \dots (6)$$

где M в кгр. мтр. и b в метрах (см. примечание в таблице на стр. 210)

Здесь, как и вообще при подборе железобетонных сечений, могут быть два случая:

1-й случай — когда надо найти h и f и

2-й случай — когда h дано, и надо найти только f .

Для 1-го случая — см. ниже примеры 1-й и 4-й и для 2-го случая — примеры 2-й и 3-й.

Пример 1-й.

Дано

- $b = 1,00$ мтр.
- $M = 660$ кгр. мтр.
- $\sigma_b = 40$ кгр./см.²
- $\sigma_c = 1200$ кгр./см.²

Найти h и f ?

по таблице на стр. 210 (или прямо по формулам 5 и 6)

$$\sqrt{\frac{M}{b}} = \sqrt{\frac{660}{1,00}} = 25,6$$

$$h = 0,41 \sqrt{\frac{M}{b}} = 0,41 \cdot 25,6 = 10,56 \text{ см.}$$

$$f = 0,23 b \sqrt{\frac{M}{b}} = 0,23 \cdot 1,00 \cdot 25,6 = 5,86 \text{ см.}^2$$

Пример 2-й.

Дано для плиты

- $b = 1,00$ мтр.
- $h = 9,6$ см.
- $M = 455$ кгр. мтр. = 45500 кгр. см.
- $\sigma_c = 1200$ кгр./см.²

Найти f ?

Следовательно, здесь требуется найти только f , т. к. h дано; тогда как в предыдущем примере требовалось найти не только f , но и h .

1-й способ — самый простой и практически вполне удовлетворительный, по формуле

$$f = \frac{M}{0,9 h \tau_e} = \frac{45500}{0,9 \cdot 9,6 \cdot 1200} = 4,46 \text{ см.}^2$$

(Здесь M надо брать в кг. см.). Эта формула получается из формулы (9) на стр. 149.

если положить в ней $h = \frac{x}{3} \approx 0,9 h$; (см. об этом стр. 212)

2-й способ — более точный, нежели предыдущий, но несколько сложнее

$$\sqrt{\frac{M}{b}} = \sqrt{\frac{455}{1,00}} = 21,4$$

из (2)

$$a_2 = \frac{h}{\sqrt{\frac{M}{b}}} = \frac{9,6}{21,4} = 0,45$$

Этому a_2 в таблице на стр. 210 при $\tau_e = 1200$ соответствует $a_3 \approx 0,208$ (при $\tau_b = 36$)
Тогда по (3)

$$f = a_3 b \sqrt{\frac{M}{b}} = 0,208 \cdot 1,00 \cdot 21,4 = 4,45 \text{ см.}^2$$

Пример 3-й.

Дается полезная высота плиты или балки, причем эта высота оказывается настолько малой, что использовать полностью работу железа (во избежание перенапряжения бетона) не представляется возможным. Такой случай бывает, напр., в низких помещениях, когда должна оставаться свободная высота помещения, достаточная для пропуска кранов, установки машин, трансмиссий и т. д.).

Дано для балки

$$h = 36,5 \text{ см.}$$

$$b = 38 \text{ см. (ширина балки)}$$

$$M = 3700 \text{ кг. метр.}$$

$$\sqrt{\frac{M}{b}} = \sqrt{\frac{3700}{0,38}} = 98,7$$

Найти f

Из (2)

$$a_2 = \frac{h}{\sqrt{\frac{M}{b}}} = \frac{36,5}{98,7} = 0,37$$

Если задаться $\tau_e = 1200$, то из таблицы на стр. 210 легко увидеть, что этому a_2 соответствует $\tau_b > 40$ (между 45 и 50).

Поэтому задаемся не наибольшим ($\tau_e = 1200$) напряжением железа, а наибольшим ($\tau_b = 40$) напряжением бетона.

Тогда, по таблице на стр. 210 при $\tau_b = 40$ и $a_2 = 0,37$ (при $\tau_e \approx 800$), найдем (принимая вместо $a_2 = 0,37$ ближайшее табличное $a_2 = 0,368$).

$$a_3 = 0,397 \text{ и } f = a_3 b \sqrt{\frac{M}{b}} = 0,397 \cdot 0,38 \cdot 98,7 = 14,8 \text{ см.}^2$$

Следовательно, здесь железо не будет полностью использовано, т. к. оно будет работать с напряжением только $\sigma_e = 800$, тогда как допускаемое $\sigma_e = 1200$. Заметим, что в этих случаях может оказаться более выгодным укладка двойной арматуры; (см. об этом срт. 68)

Пример 4-й.

Сечение работает на положительный и отрицательный моменты.

В этом случае обычно дается:

M — положительный момент

M_1 — отрицательный „

b — ширина балки (если это плита, то $b = 100$ см.), σ_b и σ_e — напряжения бетона и железа. Требуется найти h , f и f_1 ?

Для решения этой задачи поступают так.

1) сначала по большему из данных моментов находят h и f и

2) по найденному h и меньшему моменту находят f_1 .

Например, дано для плиты

$$M = +54500 \text{ кгр. см.}$$

$$M_1 = -27000 \text{ кгр. см.}$$

$$b = 100 \text{ см.}$$

$$\sigma_b = 40 \text{ и } \sigma_e = 1200 \text{ кгр./см.}^2.$$

Найти h , f и f_1 ?

1. Находим h и f по $M = 54500$ кгр. см. и данным $\sigma_b = 40$ и $\sigma_e = 1200$.

По таблице на стр. 210 получим

$$h = 0,411 \sqrt{\frac{54500}{100}} = 9,6 \text{ см.}$$

$$f = 0,00228 \sqrt{54500 \cdot 100} = 5,33 \text{ см.}^2$$

2. По найденному $h = 9,6$ см. и меньшему моменту $M_1 = -27000$ кгр. см. находим f_1

Аналогично примеру 2-му (см. выше) находим

$$a_2 = \frac{h}{\sqrt{\frac{M}{b}}} = \frac{9,6}{\sqrt{\frac{27000}{100}}} = 0,585$$

Этому a_2 в таблице на стр. 210 при $\sigma_e = 1200$ кгр./см.² соответствует $a_2 = 0,00155$ при $\sigma_b = 26$ кгр./см.² и

$$f_1 = 0,00155 \sqrt{27000 \cdot 100} = 2,55 \text{ см.}^2.$$

Еще проще f_1 определяется по формуле (см. выше пример 2-й)

$$f_1 = \frac{M}{\sigma_e \cdot 0,9 \cdot h} = \frac{27000}{1200 \cdot 0,9 \cdot 9,6} = 2,61 \text{ см.}^2.$$

Принимаем:

Полная толщина плиты $d = 11$ см.

Нижняя арматура $f = 11 \nabla 8$ мм. = 5,53 см.².

Верхняя „ $f_1 = 5 \nabla 8$ мм. = 2,51 см.².

в). Проверка нормальных напряжений от изгиба.

После предварительного подбора сечения, согласно § 52 норм, требуется произвести проверку напряжений.

Для этой проверки служат известные формулы.

Положение нейтральной оси (черт. 145)

$$x = \frac{nf}{b} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2bh}{nf}} \right) \dots \dots \dots (7)$$

Напряжение бетона

$$\sigma_b = \frac{2M}{bx \left(h - \frac{x}{3} \right)} \dots \dots \dots (8)$$

Напряжение железа

$$\sigma_e = \frac{M}{f \left(h - \frac{x}{3} \right)} \dots \dots \dots (9)$$

Но гораздо проще вместо этих формул пользоваться таблицей на стр. 214; (численный пример см. ниже).

Эта таблица составлена таким образом.

Обозначая

$$m = \frac{bh}{f} \dots \dots \dots (a)$$

получим из (7)

$$x = \frac{15}{m} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{m}{7,5}} \right) h \dots \dots \dots (b)$$

Обозначая далее

$$B = \frac{15}{m} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{m}{7,5}} \right) \dots \dots \dots (c)$$

получим из (b)

$$x = Bh$$

и из (8) и (9)

$$\sigma_b = \frac{2M}{bx \left(h - \frac{x}{3} \right)} = \frac{2M}{b Bh \left(h - \frac{Bh}{3} \right)} = \frac{6}{B(3-B)} \cdot \frac{M}{bh^2} \dots \dots \dots (d)$$

и

$$\sigma_e = \frac{M}{f \left(h - \frac{x}{3} \right)} = \frac{3m}{(3-B)} \cdot \frac{M}{bh^2} = \frac{mB}{2} \sigma_b \dots \dots \dots (e)$$

Следовательно, найдя m из (a), найдем из (c) значение B , а затем искомые напряжения σ_b и σ_e из (d) и (e).

Вся работа по определению σ_b и σ_e значительно упрощается упомянутой таблицей, составленной для разных m и $\frac{M}{bh^2}$.

Пример.

Дается для плиты с одиночной арматурой

$$M = 66000 \text{ кгp. см.}$$

$$b = 100 \text{ см.}$$

полезная высота

$$h = 10,6 \text{ см.}$$

сечение арматуры

$$f = 12 \phi 8 = 6,03 \text{ см.}^2$$

Требуется определить σ_b и σ_c ?

По (7), (8), (9)

$$x = \frac{15 \cdot 6,03}{100} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 100 \cdot 10,6}{15 \cdot 6,03}} \right) = 3,56 \text{ см.}$$

$$\sigma_b = \frac{2M}{bx \left(h - \frac{x}{3} \right)} = \frac{2 \cdot 66000}{100 \cdot 3,56 \left(10,6 - \frac{3,56}{3} \right)} = 39,3 \text{ кгp./см.}^2$$

$$\sigma_c = \frac{M}{f \left(h - \frac{x}{3} \right)} = \frac{66000}{6,03 \left(10,6 - \frac{3,56}{3} \right)} = 1160 \text{ кгp./см.}^2$$

Но гораздо проще получаются те же результаты с помощью таблицы на стр. 214. Сначала находим значения

$$m = \frac{bh}{f} = \frac{100 \cdot 10,6}{6,03} \approx 175 \text{ (за округлением)}$$

$$\frac{M}{bh^2} = \frac{66000}{100 \cdot 10,6^2} = 5,88$$

Тогда (по таблице на стр. 214. при $m = 175$) находим

$$\sigma_b = 6,684 \frac{M}{bh^2} = 6,684 \cdot 5,88 = 39,3 \text{ кгp./см.}^2$$

$$\sigma_c = 29,496 \cdot \sigma_b = 29,496 \cdot 39,3 = 1160 \text{ кгp./см.}^2$$

II. Плиты и балки прямоугольного сечения с двойной арматурой.

Сечения с двойной арматурой не выгодны, т. к. здесь сжатая арматура работает всегда с напряжением, значительно меньшим допускаемого.

Поэтому такие сечения применяются при крайней необходимости, а именно, когда

- 1) сечение работает на положительный и отрицательный моменты и
- 2) высота балки, по тем или другим причинам, ограничена, и ей нельзя придать высоту, необходимую при одиночной арматуре.

При расчете таких сечений надо, согласно § 49 норм, следить, чтобы сечение f_1 — сжатой арматуры не превышало 3% от сечения сжатой зоны бетона (см. об этом стр. 70).

При подборе сечения, как увидим ниже, надо предварительно задаться (черт. 146) величиной a' .

Эту величину для предварительных расчетов можно принимать:

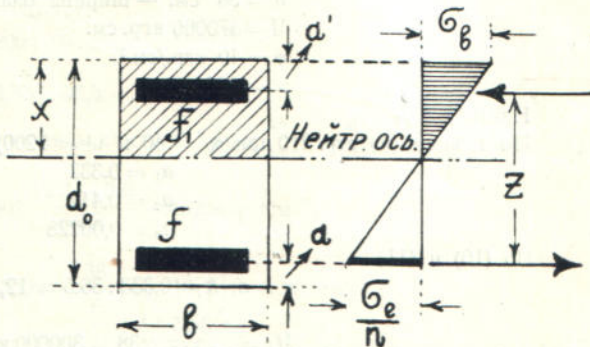
а) для плит — $a' = 1,5$ см., т. к., по § 60 норм, уже один слой бетона, покрывающий арматуру, должен быть для плит не менее 1 см.. Средний диаметр арматуры в плитах 1,0 см.

Тогда

$$a' \approx 1 + \frac{1,0}{2} = 1,5 \text{ см.}$$

б) для балок — $a' \approx 0,06 d_0$ до $0,07 d_0$; но не менее 3 см., т. к., по § 60 норм, один слой бетона, покрывающий арматуру, в балках должен быть не менее 2 см.. Средний диаметр арматуры в балках 2,0 см. (15—25 мм); тогда

$$a' \approx 2 + \frac{2,0}{2} = 3 \text{ см.}$$



Черт. 146.

Здесь также сначала производится подбор сечения, а затем проверка напряжений.

а). Подбор сечения.

Как и раньше, здесь могут быть два случая:

1-й случай — когда h — полезная высота сечения дана, и требуется найти только сечение f — растянутой и сечение f_1 — сжатой арматуры и

2-й случай, — когда требуется найти не только f и f_1 , но и h .

В первом случае можно пользоваться такими способами.

1-й способ. Подбор f и f_1 ведется по формулам (черт. 146).

$$x = a_1 h_2 \dots \dots \dots (10)$$

$$M_1 = \left(\frac{h}{a_2} \right)^2 b \dots \dots \dots (11)$$

$$M_2 = M - M_1 \dots \dots \dots (12)$$

$$f = a_3 \sqrt{M_1 b} + \frac{M_2}{\sigma_e (h - a')} \dots \dots \dots (13)$$

$$f_1 = \frac{M_2 \cdot x}{\sigma_b \cdot n \cdot (x - a') (h - a')} \dots \dots \dots (14)$$

Сначала находят M_1 — момент, который может принять на себя данное сечение, если армировать его одиночной арматурой.

Этот момент находится по таблице на стр. 210 для сечений с одиночной арматурой.

После этого находят остальную часть M_2 расчетного момента M , а затем f и f_1 .

Пример.

Дано для балки

- $h = 36,5$ см. — полезная высота
- $b = 38$ см. — ширина балки
- $M = 370000$ кгр. см.
- $\sigma_b = 40$ кгр./см.²
- $\sigma_e = 1200$ „

Найти f и f_1 ?

По таблице (на стр. 210 при $\sigma_b = 40$ и $\sigma_e = 1200$) находим

- $a_1 = 0,333$
- $a_2 = 0,411$
- $a_3 = 0,00228$

По (10) и (11)

$$x = a_1 h = 0,333 \cdot 36,5 = 12,2 \text{ см.}$$

$$M_1 = \left(\frac{36,5}{0,411} \right)^2 38 = 300000 \text{ кгр. см.}$$

это момент, который может принять данное сечение $36,5 \cdot 38$ см.², если его армировать одиночной арматурой).

По (12), (13) и (14)

$$M_2 = 370000 - 300000 = 70000 \text{ кгр. см.}$$

$$f = 0,00228 \sqrt{\frac{70000}{300000 \cdot 38} + \frac{70000}{1200(36,5 - 3,00)}} = 9,44 \text{ см.}^2$$

$$f_1 = \frac{70000 \cdot 12,2}{40 \cdot 15 \cdot (12,2 - 3,00) (36,5 - 3,0)} = 4,62 \text{ см.}^2$$

(здесь принято $a' = 3$ см.; см. об этом выше).

2-й способ.

Подбор f и f_1 можно вести по формулам

$$\boxed{f = \frac{M}{\sigma_e \cdot 0,9 h}} \dots \dots \dots (15)$$

$$\boxed{x = a_1 h} \dots \dots \dots (16)$$

$$\boxed{\sigma'_e = n \sigma_b \frac{x - a'}{x}} \dots \dots \dots (17)$$

$$\boxed{f_1 = \frac{1}{\sigma'_e} \left(f \sigma_e - \frac{b}{2} \sigma_b x \right)} \dots \dots \dots (18)$$

Эти формулы дают приближенные, но вполне удовлетворительные для практики результаты.

В них принято $z = 0,9 h$ (см. стр. 212)

Пример.

Дано для балки (как и в предыдущем примере)

$$h = 36,5 \text{ см.}$$

$$b = 38 \text{ см.}$$

$$M = 370000 \text{ кгр. см.}$$

$$c_b = 40$$

$$c_e = 1200$$

Найти f и f_1 ?

По указанным формулам

$$f = \frac{370000}{1200 \cdot 0,9 \cdot 36,5} = 9,6 \text{ см.}^2$$

$$x = 0,333 \cdot 36,5 = 12,2 \text{ см.}$$

(коэффициент 0,333 берется из таблицы на стр. 217 при $\frac{c_b}{c_e} = \frac{40}{1200}$)

$$\sigma_e = 15 \cdot 40 \cdot \frac{12,2 - 3,0}{12,2} = 452 \text{ кгр./см.}^2$$

$$f_1 = \frac{1}{452} \left(9,6 \cdot 1200 - \frac{38}{2} \cdot 40 \cdot 12,2 \right) = 4,85 \text{ см.}^2$$

3-й способ. Подбор f и f_1 можно вести по таблице на стр. 218. Численный пример см. стр. 99.

4-й способ. Для подбора f и f_1 по заданной высоте можно пользоваться таблицами Гейера (см. ниже 2-й пример).

Во втором случае, т. е., когда требуется найти не только f и f_1 , но и h , пользуются известными таблицами Гейера (Geyer) с формулами

$$\boxed{x = \varphi h} \dots \dots \dots 19$$

$$\boxed{h = \mu \sqrt{\frac{M}{b}}} \dots \dots \dots 20$$

$$\boxed{f = \rho b h} \dots \dots \dots 21$$

$$\boxed{f_1 = a \cdot f \cdot \frac{2}{3} \cdot \frac{x}{x - a'}} \dots \dots \dots 22$$

где коэффициенты φ , μ , ρ и a берутся из упомянутых таблиц на стр. 215. Эти таблицы составлены в предположении, что сжатая арматура лежит в центре тяжести треугольника эпюры сжимающих напряжений (см. черт. 146) т. е., что

$$\frac{\frac{2}{3} x}{x - a'} = 1, \text{ или } \frac{2}{3} x = x - a'$$

При этом предположении табличные коэффициенты $a = \frac{f_1}{f}$ дают отношение сжатой арматуры к растянутой. Если $\frac{2}{3} x$ не равно a' то действительное отношение $\frac{f_1}{f}$ не равно табличному значению a .

Пример 1-й.

Дано для плиты

$$M = 300000 \text{ кгр. см.}$$

$$b = 100 \text{ см.}$$

$$\tau_b = 40 \text{ кгр./см.}^2$$

$$\tau_e = 1200 \text{ кгр./см.}^2 \text{ (при другом } \tau_e \text{ — см. стр. 237)}$$

$$\left(\sqrt{\frac{M}{b}} = \sqrt{\frac{300000}{100}} = 54,8 \right)$$

Найти h , f и f_1 ?

Прежде всего задаемся отношением $\alpha = \frac{f_1}{f}$ (наиболее ходовые значения $\alpha = \frac{1}{2}$ до 1).

Положим, что $\alpha = 1$.

По этому значению $\alpha = 1$ и при $\tau_b = 40$, $\tau_e = 1200$ в таблице на стр. 217 находим

$$\varphi = 0,333$$

$$\mu = 0,335$$

$$\rho = 0,00833$$

} эти коэффициенты в
таблице подчеркнуты.

Откуда по формулам

$$h = \mu \sqrt{\frac{M}{b}} = 0,335 \cdot 54,8 = 18,4 \text{ см.}$$

$$x = \varphi h = 0,333 \cdot 18,4 = 6,1 \text{ см.}$$

$$f = \rho b h = 0,00833 \cdot 100 \cdot 18,4 = 15,3 \text{ см.}^2$$

$$\left(\frac{2}{3} \cdot \frac{x}{x-a'} = \frac{2}{3} \cdot \frac{6,1}{6,1-2,0} = 1 \right)$$

$$f_1 = \alpha \cdot f \cdot \frac{2}{3} \cdot \frac{x}{x-a'} = 1 \cdot 15,3 \cdot 1 = 15,3 \text{ см.}^2$$

Примечания.

1. Здесь получилось что $\frac{2}{3} x = x - a'$, поэтому действительное отношение

$$\frac{f}{f_1} = \frac{15,3}{15,3} = 1$$

равно табличному значению $\alpha = 1$.

2. Слой бетона, покрывающий арматуру в плитах, по § 60 норм, должен быть не менее 1 см. Здесь же этот слой принят равным 1,5 см., т. к. здесь предполагается, что рассматриваемая плита представляет собой промежуточную стенку резервуара; а в этих случаях указанный слой берется всегда несколько толще. Средний диаметр арматуры для плит равен 1 см.

Тогда

$$a' = 1,5 + \frac{1,0}{2} = 2 \text{ см.}$$

т. е. получилась величина, принятая выше.

3. По сказанному выше, рассматриваемая плита представляет собой промежуточную стенку резервуара.

Такие же стенки, на случай одностороннего заполнения резервуара, рассчитываются на момент одной и той же величины, но двух знаков—положительный и отрицательный—и снабжаются двойной симметричной арматурой.

Если произвести расчет этой арматуры по таблице на стр. 210, т. е., принимая во внимание арматуру только с одной стороны плиты, получим

$$h = 0,411 \sqrt{\frac{300000}{100}} = 22,5 \text{ см.}$$

$$f = f_1 = 0,00228 \sqrt{300000 \cdot 100} = 12,5 \text{ см.}^2$$

Т. е. здесь полное сечение арматуры $f + f_1 = 12,5 + 12,5 = 25 \text{ см.}^2$ гораздо меньше, нежели в предыдущем расчете, где $f + f_1 = 15,3 + 15,3 = 30,6 \text{ см.}^2$; но зато здесь больше толщина плиты. Вопрос о том, какой расчет дает более выгодное сечение, решается путем сравнения стоимости полученных сечений; (цены см. стр. 45).

Следовательно, если сечение плиты или балки работает на момент одной и той же величины, но двух знаков, то расчет рекомендуется проделать двумя изложенными выше способами, т. к. часто более выгодные результаты дает расчет по таблице на стр. 210, т. е. в данном случае второй расчет.

Пример 2-й.

В предыдущем примере требовалось найти h , f и f_1 . Теперь положим, что h дана, и требуется найти только f и f_1 .

Положим, дано для балки

$$h = 41,5 \text{ см}$$

$$b = 25 \text{ см.}$$

$$M = 361000 \text{ кг. см.}$$

$$\left(\sqrt{\frac{M}{b}} = \sqrt{\frac{361000}{25}} = 120 \right)$$

Найти f и f_1 ?

Из (20) имеем

$$\mu = \frac{h}{\sqrt{\frac{M}{b}}} = \frac{41,5}{120} = 0,346$$

По этому значению μ и при $\sigma_b = 40$, $\sigma_e = 1200$ (при другом σ_e — см. стр. 237) в таблице находим (интерполируя μ между 0,343 и 0,351)

$$\varphi = 0,333$$

$$\alpha = 0,86$$

$$\beta = 0,00781$$

Откуда по (19), (21) и (22) найдем

$$x = \varphi h = 0,333 \cdot 41,5 = 13,8 \text{ см.}$$

$$f = \rho b h^2 = 0,00781 \cdot 25 \cdot 41,5^2 = 8,19 \text{ см.}^2$$

$$\left(\frac{2}{3} \cdot \frac{x}{x - a'} = \frac{2}{3} \cdot \frac{13,8}{13,8 - 3,5} = 0,88 \right)$$

$$f_1 = \alpha \cdot f \cdot \frac{2}{3} \cdot \frac{x}{x - a'} = 0,86 \cdot 8,19 \cdot 0,88 = 6,2 \text{ см.}^2$$

Здесь принято $a' = 3,5 \text{ см.}$ (см. об этом стр. 151).

в). Проверка нормальных напряжений от изгиба.

Эта проверка ведется по формулам (черт. 146)

$$n = \frac{E_s}{E_c} = 15$$

$$m = \frac{n(f + f_1)}{b} \dots \dots \dots (23)$$

$$p = \frac{2n}{b} (hf + a' f_1) \dots \dots \dots (24)$$

Положение нейтральной оси

$$x = -m + \sqrt{m^2 + p} \dots \dots \dots (25)$$

Момент сопротивления

$$W = \frac{bx}{6} (3h - x) + \frac{15cf_1}{x} (x - a') \dots \dots \dots (26)$$

$$\text{где } c = h - a' \dots \dots \dots (27)$$

Напряжение бетона

$$\sigma_b = \frac{M}{W} \dots \dots \dots (28)$$

Напряжение растянутой арматуры

$$\sigma_s = n \sigma_b \frac{h - x}{x} \dots \dots \dots (29)$$

Напряжение сжатой арматуры не проверяется, т. к. оно всегда меньше допускаемого; (численный пример см. стр. 76).

III. Тавровые сечения с одиночной арматурой.¹⁾

Если плита лежит в сжатой зоне сечения, то в расчет, согласно § 31 норм, вводится часть плиты, шириной не более (черт. 147):

$$b \leq \text{расстояния между ребрами}$$

$$b \leq \frac{1}{3} \text{ пролета ребра.}$$

По § 30 путейских норм, к этим условиям добавляется еще условие:

$$b \leq 16 d, \text{ где } d \text{ — толщина плиты.}$$

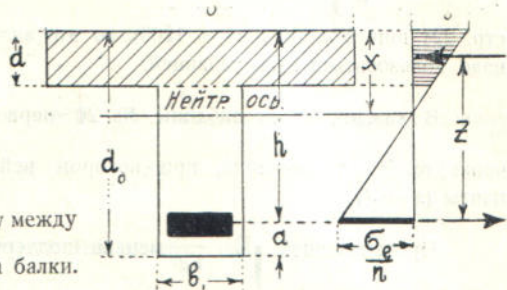
¹⁾ Подробности о таких сечениях см. стр. 13.

Большую частью меньшее значение b дает последнее условие ($b \leq 16d$), а потому часто в расчет вводят прямо $b = 16d$; (см. об этом также стр. 63).

В практике часто (черт. 148) встречаются ребристые балки с плитой только с одной стороны ребра (угловые сечения). Относительно вводимой в расчет ширины плиты, в этом случае наши нормы не дают указаний. По немецким нормам (см. Залигер, стр. 636, изд. 1927 г.) эта ширина должна быть не более

$$b \leq b_1 + a + 4,5 d$$

но не более половины расстояния в свету между ребрами плюс $\frac{b_1}{2}$ и не более $\frac{1}{4}$ пролета балки.



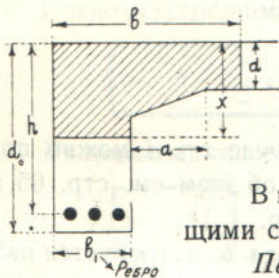
Черт. 147.

При расчете тавровых сечений, как и в предыдущих случаях, сначала делается подбор сечения, а затем производится проверка напряжений.

а). Подбор сечения (черт. 147).

1-й случай: $x \leq d$ — нейтральная ось лежит в пределах плиты.

В этом случае подбор h и f ведется, по изложенному на стр. 145 для плит и балок прямоугольного сечения с одиночной арматурой. Только здесь для b берется ширина плиты, определяемая по изложенному выше.



Черт. 148.

2-й случай: $x \geq d$ — нейтральная ось пересекает ребро.

В этом случае подбор сечения можно вести следующими способами.

Первый способ. Подбор h и f ведется по таблице

№ 21 на стр. 219.

Пример.

Дано (черт. 147)

$$b = 16 d = 16 \cdot 10 = 160 \text{ см.}$$

$$d = 10 \text{ см. — толщина плиты}$$

$$M = 1430000 \text{ кгр. см.}$$

$$b_1 = 27 \text{ см. — ширина ребра}$$

$$c_b = 30 \text{ кгр./см.}^2$$

$$c_e = 1200 \text{ кгр./см.}^2 \text{ (при другом } c_e \text{ — см. стр. 235).}$$

Найти h и f ?

Вычисляем сначала значения

$$\sqrt{\frac{M}{b}} = \sqrt{\frac{1430000}{160}} = 94,5$$

$$\frac{1}{d} \sqrt{\frac{M}{b}} = \frac{1}{10} \cdot 94,5 = 9,45$$

$$\frac{b_1}{b} = \frac{27}{160} = 0,168 \text{ или кругло } 0,175$$

(значения $\frac{b_1}{b}$ можно всегда округлять до ближайших значений, имеющих в таблице).

Т. к. $\frac{1}{d} \sqrt{\frac{M}{b}} = 9,45 \leq 7,06$ (верхнего — подчеркнутого значения в таблице на стр. 221 при $\sigma_b = 30$ и $\sigma_e = 1200$), то это значит, что $x > d$, и для определения h и f надо пользоваться этой таблицей.

В каждой части таблицы № 20 первое значение (самое верхнее) $\sqrt{\frac{M}{bd^2}}$ подчеркнуто. Это то значение, при котором нейтральная ось совпадает с нижней гранью плиты ($x = d$).

При значениях $\sqrt{\frac{M}{bd^2}}$ меньше подчеркнутых нейтральная ось проходит внутри плиты ($x < d$), и расчет ведется по таблице на стр. 210.

Заметим, что в таблице № 21 приняты во внимание и напряжения сжатия бетона в ребре. На основании сказанного, по упомянутой таблице при $\frac{\sigma_b}{\sigma_e} = \frac{30}{1200}$ в горизонтальном ряду для $\frac{1}{d} \sqrt{\frac{M}{b}} = 9,45$ (между 9 и 10) и в вертикальном ряду для $\frac{b_1}{b} = 0,175$, находим

$$h = 0,535 \sqrt{\frac{M}{b}} = 0,535 \cdot 94,5 = 50,5 \text{ см.}$$

и плечо внутренних сил

$$z = 0,920 h = 0,920 \cdot 50,5 = 46,5 \text{ см}$$

Откуда по формуле

$$f = \frac{M}{\sigma_e \cdot z} = \frac{1430000}{1200 \cdot 46,5} = 25,6 \text{ см}^2$$

Второй способ. Для подбора h и f , в случае $x > d$, можно пользоваться и таблицей на стр. 210. Подробности об этом см. стр. 65, где приведен и соответствующий численный пример.

Примечание. В практике часто дается высота h , и требуется найти только сечение арматуры. Такая задача проще всего решается с помощью следующей формулы, дающей несколько преувеличенные, но практически достаточно точные результаты

$$f = \frac{M}{\sigma_e \left(h - \frac{d}{2} \right)} \dots \dots \dots (30)$$

Об этой формуле см. также стр. 159.

Пример.

Дано

$$M = 1430000 \text{ кгр. см.}$$

$$d = 10 \text{ см.}$$

$$h = 50,5 \text{ см.}$$

$$\sigma_e = 1200 \text{ кгр./см}^2$$

Требуется найти f ?

По (30)

$$f = \frac{M}{\sigma_e \left(h - \frac{d}{2} \right)} = \frac{1430000}{1200 \left(50,5 - \frac{10}{2} \right)} = 26,1 \text{ см}^2$$

туда как выше, при этих же данных было получено $f = 25,6$ см., т. е. несколько меньшее сечение.

Заметим здесь кстати, что в рационально спроектированных ребристых балках существует определенное соотношение между полезной высотой h балки и поперечным сечением арматуры f , а именно:

- в низких балках f равно приблизительно $\frac{1}{3} h$ см.
- в балках средней высоты f " " $\frac{1}{2} h$
- в высоких балках f " " h

Так, в примере выше, мы получили $f = 26,1$ см.², что составляет примерно половину полезной высоты $h = 50,5$ см.

О соотношении между f и h в плитах см. стр. 44.

б). Формулы для проверки напряжений (черт. 147).

Если $x < d$, то проверка напряжений производится по изложенному на стр. 149 для плит и балок прямоугольного сечения с одиночной арматурой.

При $x > d$ пользуются следующими формулами.

Положение нейтральной оси

$$x = \frac{15fh + \frac{bd^2}{2}}{15f + bd} \dots \dots \dots (31)$$

Плечо внутренних сил

$$z = h - \frac{d}{2} + \frac{d^2}{6(2x - d)} \dots \dots \dots (32)$$

Напряжение железа

$$\sigma_e = \frac{M}{fz} \dots \dots \dots (33)$$

Напряжение бетона

$$\sigma_b = \frac{\sigma_e x}{15(h - x)} \dots \dots \dots (34)$$

Для сокращения вычислений, вместо формул 31 — 34, можно пользоваться таблицей на стр. 224, которая может служить и для контроля результатов, полученных по указанным формулам.

Примечание. В (32) последний член в правой части, по сравнению с остальными, обыкновенно мал, и потому часто им пренебрегают и принимают $z = h - \frac{d}{2}$, после чего (33) получает вид

$$\sigma_e = \frac{M}{f \left(h - \frac{d}{2} \right)} \dots \dots \dots (35)$$

т. е. получили (30) на стр. 158.

Вместо последней формулы иногда применяется формула

$$\sigma_e = \frac{M}{f(h - 0,4d)} \dots \dots \dots (36)$$

Пример.

Дано

$M = 1083000$ кгр. см.

$d = 10$ см. — толщина плиты

$b = 160$ см. (вводимая в расчет ширина плиты, о которой см. стр. 156)

$f = 17,01$ см.²

$h = 60$ см. — полезная высота

Найти σ_b и σ_e ?

По (31) и (34)

$$x = \frac{nfh + \frac{bd^2}{2}}{nf + bd} = \frac{15 \cdot 17,01 \cdot 60 + \frac{160 \cdot 10^2}{2}}{15 \cdot 17,01 + 160 \cdot 10} = 12,7 > 10 \text{ см.}$$

$$z = h - \frac{d}{2} + \frac{d^2}{6(2x - d)} = 60 - \frac{10}{2} + \frac{10^2}{6(2 \cdot 12,7 - 10)} = 60 - 5 + 1,1 = 56,1 \text{ см.}$$

(Обратим внимание, что член

$$\frac{d^2}{6(2x - d)} = 1,1$$

т. е., по сравнению с остальными, мал, чем подтверждается сказанное выше).

$$\sigma_e = \frac{M}{fz} = \frac{1083000}{17,01 \cdot 56,1} = 1135 \text{ кгр./см.}^2$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_e x}{n(h - x)} = \frac{1135 \cdot 12,7}{15 \cdot (60 - 12,7)} = 20,3 \text{ кгр./см.}^2$$

Те же результаты скорее можно получить с помощью таблицы на стр. 224

Сначала находим

$$\mu = \frac{f}{bh} = \frac{17,01}{160 \cdot 60} = 0,00177$$

$$\frac{d}{h} = \frac{10}{60} = 0,167$$

Этим коэффициентам в таблице соответствуют (примерно)

$$\xi = \frac{x}{h} = 0,211 \text{ (между 0,216 и 0,207)}$$

$$\varphi = 0,936 \text{ . . . (между 0,938 и 0,931)}$$

$$\beta = 56 \text{ (между 54,4 и 57,5)}$$

Откуда

$$x = \xi h = 0,211 \cdot 60 = 12,66 > 10 \text{ см.}$$

(т. е. нейтральная ось пересекает ребро, а это значит, что данная таблица сюда подходит, т. к. она годится только для случая когда $x > d$).

$$\sigma_e = \frac{M}{\varphi hf} = \frac{1083000}{0,936 \cdot 60 \cdot 17,01} = 1130 \text{ кгр./см.}^2$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_e}{\beta} = \frac{1130}{56} = 20,2 \text{ кгр./см.}^2$$

Т. е. получили те-же результаты, что и по (31)—(34).

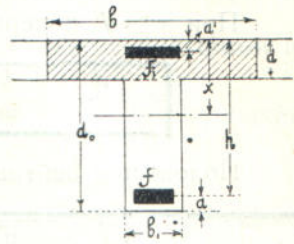
IV. Тавровые сечения с двойной арматурой (черт. 149).

Эти сечения, как и вообще сечения с двойной арматурой, экономически невыгодны и применяются в исключительных случаях, о которых см. стр. 150.

а). Подбор сечения.

Если $x \leq d$, то подбор сечения производится по изложенному на стр. 151 для плит и балок с двойной арматурой.

Если $x > d$, то подбор h и f производится по следующим формулам.



Черт. 149.

Положение нейтральной оси

$$x = a_1 h \quad \dots \dots \dots (37)$$

(здесь a_1 берется по таблице на стр. 210, в зависимости от принятых σ_b и σ_e ; так, при $\sigma_b = 40$ и $\sigma_e = 1200$, $a_1 = 0,333$).

Напряжение сжатой арматуры

$$\sigma'_e = n \sigma_b \frac{x - a'}{x} \quad \dots \dots \dots (38)$$

Сечение сжатой арматуры (39)

$$f_1 = \frac{2 M - \sigma_b \left[b x \left(h - \frac{x}{3} \right) - \frac{(x - d)^2}{x} (b - b_1) \left(h - \frac{x + 2d}{3} \right) \right]}{2 \sigma'_e (h - a')}$$

Сечение растянутой арматуры

$$f = \frac{b x^2 - (x - d)^2 (b - b_1) + 2 n f_1 (x - a')}{2 n (h - x)} \quad \dots \dots \dots (40)$$

Вместо приведенных формул можно пользоваться следующими более простыми и практически достаточно точными формулами

$$x = a_1 h \quad \dots \dots \dots (41)$$

(где a_1 — имеет прежнее значение; см. формулу 37).

$$\sigma'_e = n \sigma_b \frac{x - a'}{x} \quad \dots \dots \dots (42)$$

$$f = \frac{M}{\sigma_e \left(h - \frac{d}{2} \right)} \quad \dots \dots \dots (43)$$

$$f_1 = \frac{f \sigma_e - \frac{\sigma_b}{2x} [b x^2 - (b - b_1) (x - d)^2]}{\sigma'_e} \quad \dots \dots \dots (44)$$

в). Формулы для проверки напряжений (черт. 149).

Если $x \leq d$, то проверка напряжений производится по формулам на стр. 156 для плит и обыкновенных балок с двойной арматурой.

При $x > d$ проверка производится по следующим формулам

$$c = \frac{d (b - b_1) + n (f + f_1)}{b_1} \dots \dots \dots (45)$$

Положение нейтральной оси

$$x = -c + \sqrt{c^2 + \frac{d^2 (b - b_1) + 2 n (f h + f_1 a')}{b_1}} \dots \dots \dots (46)$$

Момент инерции сечения

$$J = \frac{1}{3} [b x^3 - (b - b_1) (x - d)^3] + n f (h - x)^2 + n f_1 (x - a')^2 \dots \dots \dots (47)$$

Напряжение бетона

$$\sigma_b = \frac{M}{J} x \dots \dots \dots (48)$$

Напряжение железа

$$\sigma_a = n \frac{M}{J} (h - x) \dots \dots \dots (49)$$

Напряжение сжатой арматуры не проверяется, т. к. оно всегда меньше допустимого. В приведенных выше формулах приняты во внимание и сжимающие напряжения в ребре.

V. Сечения с внецентренной нагрузкой.

Здесь надо различать два случая.

А. Нормальная сила проходит внутри ядра сечения, и в сечении возникают только сжимающие напряжения и

В. Нормальная сила проходит вне ядра сечения, и в сечении возникают, как сжимающие, так и растягивающие напряжения.

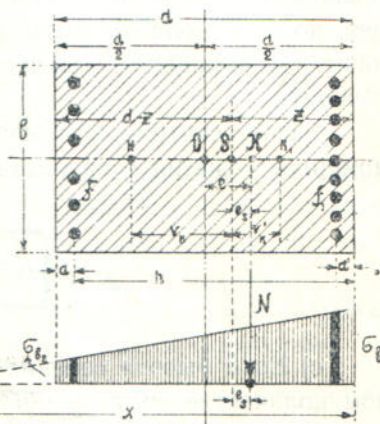
Здесь, так же как, и в предыдущих случаях, сначала подбираются поперечные размеры сечения и количество арматуры, а затем делается проверка напряжений.

А. Подбор сечения в случае, когда нормальная сила проходит внутри ядра сечения.

Обозначения (черт. 150):

S — центр тяжести сечения, включая и приведенную к бетону арматуру;

- K — точка приложения нормальной силы N ;
 k и k_1 — крайние точки ядра сечения;
 v_k и v_{k_1} — расстояния крайних точек ядра сечения от центра тяжести сечения S ;
 x — расстояние нейтральной оси от края сечения с большими напряжениями;
 z — расстояние центра тяжести S от края сечения с большими напряжениями;
 e — эксцентриситет, отнесенный к середине сечения O ;
 e_s — эксцентриситет, отнесенный к центру тяжести S . При симметричной арматуре $e_s = e$;
 b — ширина сечения;
 d — полная высота сечения;
 h — полезная высота сечения;
 f_1 — сечение арматуры у края с большими напряжениями;
 f — сечение арматуры у другого края сечения;
 a и a' — расстояния центров тяжести сечений f и f_1 до соответствующего края сечения;
 $\varphi = \frac{f + f_1}{F_b}$ — отношение сечения арматуры к сечению бетона.



Черт. 150.

При подборе сечений, в данном случае, нужно иметь в виду, что здесь все сечение работает только на сжатие, и потому, согласно § 49 норм, полное сечение арматуры не должно превышать $3\frac{1}{3}$ от всей площади сечения и, по конструктивным соображениям, оно должно быть не меньше $0,8\frac{0}{0}^1$ от той же площади. Иначе говоря, полное сечение арматуры $(f + f_1)$ должно заключаться в пределах между $0,008 bd$ и $0,03 bd$, где bd — площадь бетонного сечения.

Затем, надо иметь в виду, что железо здесь не может быть полностью использовано, и потому надо стремиться, чтобы сечение его было возможно меньше, примерно $1-1,2\frac{0}{0}$ от площади бетона.

Известно, что напряжение железа в сжатой зоне не может быть больше

$$\sigma_e = n \sigma_b$$

где $n = 15$ — отношение модулей упругости железа и бетона. По § 45 норм, допускаемое напряжение бетона при изгибе σ_b колеблется в пределах $20-70$ кгр./см.², в зависимости от класса сооружения и марки бетона. Следовательно, напряжение сжатой арматуры не может быть больше

$$\sigma'_e = n \sigma_b = 15 \cdot 70 = 1050 \text{ кгр./см.}^2$$

тогда как допускаемое напряжение железа $\sigma_e = 1200$ кгр./см.².

В действительности, напряжение σ'_e будет еще меньше, т. к., если у крайнего сжатого волокна $\sigma_b = 70$ кгр./см.², то в центре тяжести арматуры σ_b будет меньше.

¹⁾ По § 48 путевых норм, не меньше $0,5\frac{0}{0}$.

При расчете сечений здесь возможны такие случаи (черт. 150).

а) Если выбор размеров сечения неограничен, т. е. сечению можно придать какие угодно размеры, то для получения, в этом случае, самого дешевого сечения надо армировать его минимальным количеством симметричной арматуры (по $0,4\%$ от всей площади сечения, т. е. по $f = f_1 = 0,004bd$ с каждой стороны сечения) и рассчитать размеры его при наибольшем допусаемом напряжении бетона. Самый расчет сечения ведется по таблице Висселинка (см. ниже).³

б) Если высота сечения задана, причем она оказывается настолько большой, что даже без арматуры нельзя полностью использовать напряжения бетона, то, в этом случае, теоретически надобности в железе нет, но оно должно быть поставлено, по конструктивным соображениям, в минимальном количестве по $f = f_1 = 0,004bd$ с каждой стороны сечения.

Расчет сечения, в этом случае, ведется по известной формуле неравномерного сжатия (для бетонного неармированного сечения)

$$\sigma_b = \frac{N}{6d} \left(1 \pm \frac{e}{d} \right)$$

в) Если высота сечения ограничена настолько, что при минимальном количестве арматуры в нем возникают напряжения бетона больше допусаемого, то поступают таким образом. У края с меньшим напряжением ставят минимальное количество арматуры, т. е. $f = 0,004bd$, и затем, при наибольшем допусаемом напряжении бетона, по (51), (см. ниже) определяют сечение f_1 — у края с большим напряжением.

В отношении армирования здесь возможны такие случаи.

1-й случай.

Сечение армируется двойной симметричной арматурой. В этом случае, проще всего пользоваться таблицей Висселинка (Wisselink), приведенной на стр. 227.

Эта таблица составлена специально для двойной симметричной арматуры, т. е. когда $f = f_1$ и при содержании железа $f + f_1 = 0,8$ до 3% от площади бетонного сечения ($b \cdot d$) и при $a = a' = 0,06d$.

Кроме того, эта таблица составлена для напряжения $\sigma_b = 40$ кгр./см.². Но ею можно пользоваться и при других напряжениях; (подробности см. ниже, пример 2-й).

Затем с помощью этой таблицы можно решать такие задачи:

а) требуется найти d и $f = f_1$ и

б) когда d — полная высота сечения — дано, и требуется найти только $f = f_1$. (Подробности см. ниже, примеры).

Заметим, что по изложенному ниже (см. пример 4-й), несимметричная арматура выгоднее симметричной.

2-й случай.

Сечение армируется несимметричной арматурой. В этом случае можно пользоваться следующими формулами (черт. 150).

$$x = \frac{b d^2 \left(\frac{d}{3} - \frac{a}{2} \right) + n f h (h - a)}{b d \left(\frac{d}{2} - a \right) + n f (h - a) - \frac{N}{\sigma_b} \left(\frac{d}{2} - e - a \right)} \dots (50)$$

Сечение арматуры у менее сжатого края сечения

$$f_1 = \frac{N \frac{x}{\sigma_b} - b d \left(x - \frac{d}{2} \right) - n f (x - h)}{n (x - a)} \dots (51)$$

Для применения этих формул должны быть заданы d — полная высота сечения и сечение арматуры f у менее сжатого края. По изложенному выше, сечение f должно быть возможно меньше, но, по конструктивным соображениям, все-таки не меньше $f = 0,004 b d$.

Т. к. $n = 15$, то, если принять $f = 0,004 b d$ и $a = a' = 0,06 d$, вместо последних формул можно пользоваться такими формулами

$$x = \frac{1,06 d}{1,48 - \frac{3 N}{\sigma_b b d^2} (0,44 d - e)} \dots (52)$$

$$f_1 = \frac{N \frac{x}{\sigma_b} - b d (1,06 x - 0,56 d)}{15 x - 0,9 d} \dots (53)$$

Применение этих формул см. ниже, пример 4-й.

Пример 1-й.

Дано

$\sigma_b = 40 \text{ кгр. см.}^2$

$M = 450000 \text{ кгр. см.}$ — изгибающий момент

$N = 60000 \text{ кгр.}$ — нормальная сила

$b = 30 \text{ см.}$ — ширина сечения; этой шириной всегда задаются заранее; по § 57 путейских норм, она должна быть не меньше 20 см.

Найти

d — полную высоту сечения и

$f = f_1$ — сечение арматуры.

Т. к. арматура симметричная, то, по сказанному выше, пользуемся таблицей Висселлинка на стр. 227, для которой имеют место формулы

$$d = k N_1 \dots (54)$$

$$f = f_1 = \frac{1}{2} \varphi b d \dots (55)$$

По изложенному выше задаемся сначала процентным содержанием арматуры $\varphi = 0,008$ или $0,8\%$ от всей площади сечения (т. е. $f + f_1 = 0,008bd$).

Затем определяем эксцентриситет

$$e = \frac{M}{N} = \frac{450000}{60000} = 7,5 \text{ см.}$$

Нормальная сила, приходящаяся на 1 см. ширины сечения

$$N_1 = \frac{N}{b} = \frac{60000}{30} = 2000 \text{ кгр.}$$

Модуль

$$\frac{e}{N_1} = \frac{7,5}{2000} = 0,00375$$

Этому модулю в таблице соответствует, при $\varphi = 0,008$ (по середине между $\frac{e}{N_1} = 0,00350$ и $\frac{e}{N_1} = 0,00400$)

$$k = \frac{1}{2} (0,0342 + 0,0355) = 0,03485$$

Тогда по (54) находим полную высоту сечения

$$d = kN_1 = 0,03485 \cdot 2000 = 69,7 \text{ см.}$$

и по (55) сечение железа

$$f = f_1 = \frac{1}{2} \varphi \cdot b \cdot d = \frac{1}{2} \cdot 0,008 \cdot 69,7 \cdot 30 = 8,36 \text{ см.}^2.$$

Обычно d округляется до целых сантиметров.

Пример 2-й.

Таблица Висселинка, как сказано выше, составлена для $\sigma_b = 40 \text{ кгр./см.}^2$. Но ею можно пользоваться и при других σ_b . Для этого надо заданную нормальную силу N предварительно умножить на $\frac{40}{\sigma_b}$ и с новой нормальной силой вести расчет по предыдущему.

Например, требуется найти d и $f = f_1$ при тех же данных, что и в предыдущем примере, но для $\sigma_b = 35 \text{ кгр./см.}^2$ вместо прежнего $\sigma_b = 40 \text{ кгр./см.}^2$.

По сказанному, имеем:

Эксцентриситет

$$e = \frac{M}{N} = \frac{450000}{60000} = 7,5 \text{ см.}$$

новая нормальная сила на 1 см. ширины сечения

$$N_1 = \frac{N}{b} \cdot \frac{40}{35} = \frac{60000 \cdot 40}{30 \cdot 35} = 2285 \text{ кгр.}$$

$$\frac{e}{N_1} = \frac{7,5}{2285} = 0,00327$$

Принимаем содержание арматуры $\varphi = 0,01$.

Модулю

$$\frac{e}{N_1} = 0,00327$$

при $\varphi = 0,01$ соответствует в таблице (между $\frac{e}{N_1} = 0,0030$ и $\frac{e}{N_1} = 0,0035$)

$$k = 0,0328$$

(между $k = 0,0321$ и $k = 0,0334$).

Откуда по (54) и (55)

$$d = kN_1 = 0,0328 \cdot 2285 = 75 \text{ см.}$$

$$f = f_1 = \frac{1}{2} \varphi bd = \frac{1}{2} \cdot 0,01 \cdot 30 \cdot 75 = 11,25 \text{ см.}^2.$$

Пример 3-й.

В предыдущих примерах требовалось найти d и $f = f_1$. Здесь же рассмотрим случай, когда d — дано, и надо найти только $f = f_1$.

Положим дано

$$M = 450000 \text{ кгp. см.}$$

$$N = 60000 \text{ кгp.}$$

$$b = 30 \text{ см.}$$

$$d = 55 \text{ см.}$$

$$z_b = 40 \text{ кгp./см.}^2.$$

Найти $f = f_1$.

Сначала находим

$$e = \frac{M}{N} = \frac{450000}{60000} = 7,5 \text{ см.}$$

$$N_1 = \frac{N}{b} = \frac{60000}{30} = 2000 \text{ кгp.}$$

$$\frac{e}{N_1} = \frac{7,5}{2000} = 0,00375$$

$$k = \frac{d}{N_1} = \frac{55}{2000} = 0,0275$$

По последним двум значениям $\left(\frac{e}{N_1} \text{ и } k\right)$ находим в таблице настр. 227 (между $\varphi = 0,028$ и $\varphi = 0,030$)

$$\varphi = 0,029 \text{ (2,9\%)}_0$$

Откуда

$$f = f_1 = \frac{1}{2} \varphi b d = \frac{1}{2} \cdot 0,029 \cdot 30 \cdot 55 = 23,9 \text{ см.}^2.$$

Пример 4-й.

Данные те-же, что и в предыдущем примере. Но только здесь требуется найти сечение арматуры несимметричной.

Т. к. здесь сечение армируется несимметричной арматурой, то воспользоваться таблицей Висселинка нельзя, и надо применить (50) — (53).

Для применения этих формул, по сказанному выше, задаемся сечением арматуры у менее сжатого края сечения, которое принимаем $f = 0,004 b d = 0,004 \cdot 30 \cdot 55 = 6,6 \text{ см.}^2$.

Затем напишем

$$e = \frac{M}{N} = \frac{450000}{60000} = 7,5 \text{ см.}$$

$$\frac{3 N}{z_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{3 \cdot 60000}{40 \cdot 30 \cdot 55^2} = 0,049$$

По (52) и (53)

$$x = \frac{1,06 \cdot 55}{1,48 - 0,049 (0,44 \cdot 55 - 7,5)} = 89,3 \text{ см.}$$

$$f_1 = \frac{60000 \cdot \frac{89,3}{40} - 30 \cdot 55 (1,06 \cdot 89,3 - 0,56 \cdot 55)}{15 \cdot 89,3 - 0,9 \cdot 55} = 21,8 \text{ см.}^2.$$

Полное содержание арматуры

$$f + f_1 = 6,6 + 21,8 = 28,4 \text{ см.}^2.$$

Примечание. Если сравнить этот пример с предыдущим, то увидим, что при симметричной арматуре полное содержание железа ($f + f_1 = 2 \cdot 23,9 = 47,8 \text{ см.}^2$) значительно больше содержания железа ($f + f_1 = 28,4 \text{ см.}^2$) при несимметричной арматуре. Объясняется

это тем (черт. 150), что при несимметричной арматуре центр тяжести сечения перемещается в сторону сечения с большим количеством арматуры, и, следовательно, уменьшается эксцентриситет e , а вместе с тем и изгибающий момент.

В. Подбор сечения в случае, когда нормальная сила лежит вне ядра сечения (черт. 151).

В этом случае можно пользоваться известными таблицами Кунце (Kunze) и Элерса (Ehlers).

Таблицы Кунце (см. стр. 230).

Эти таблицы состоят из двух частей: левой и правой. Левая часть составлена для случая малых эксцентриситетов и для содержания арматуры $f = f_1$, которое составляет 0,004 или 0,4% от площади бетонного сечения.

В заголовке этой части таблицы указано, что $f \neq f_1$, и составляет 0,4% от площади сечения бетона. Общая же площадь $f + f_1$ составляет 2,04 = 0,8% от площади бетона, т. к. в таблице принято $f = f_1$.

Правая часть пригодна для больших эксцентриситетов и для содержания арматуры $f = f_1$, равного 0,2 до 1,3% от $b \cdot d^1$.

Таблицы составлены для случаев, когда

$f = f_1$ — арматура симметричная (см таблицу на стр. 230) и для $f_1 = 0$ — сечение армировано

одиночной арматурой (в растянутой зоне — см. таблицу на стр. 232).

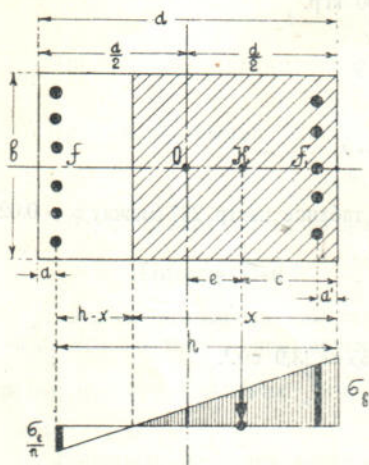
Для случаев, непредусмотренных в таблице при $f_1 = 0$, рекомендуется пользоваться формулами, приведенными на стр. 234.

Таблицы составлены в предположении, что $a = 0,06d$, и для $\sigma_b = 40$ кгр./см.² Но ими можно пользоваться и для других напряжений (см. ниже пример 3-й).

Таблицами Кунце пользуются, когда требуется определить d и сечение арматуры. Если же d полезная высота дана, то пользуются таблицей Элерса, о которой см. стр. 171.

Заметим еще, что для получения более выгодного сечения имеет место такая зависимость: чем меньше эксцентриситет, тем меньше должно быть напряжение в железе, и при больших эксцентриситетах можно допускать в железе более высокие напряжения на растяжение.

¹⁾ Здесь минимальное содержание арматуры $f + f_1$ допускается в размере 2,02 = 0,4% от $b \cdot d$, что соответствует § 48 путейских норм, по которому для сечений, работающих на изгиб совместно со сжатием, содержание арматуры должно быть не меньше 0,4% от $b \cdot d$. Заметим, что практически, в этих случаях, рекомендуется минимальное содержание арматуры брать несколько больше.



Черт. 151.

Пример 1-й— (для малого эксцентриситета, т. е., когда $\frac{e}{N_1} \leq 0,1$).

Дано (черт. 151)

$$N = 110000 \text{ кгр.}$$

$$M = 60500 \text{ кгр. мтр.}$$

$$b = 60 \text{ см.}$$

$$\sigma_b = 40 \text{ кгр./см.}^2$$

Найти d — полную высоту сечения—и $f = f_1$?

Нормальная сила на 1 см. ширины сечения

$$\frac{N}{b} = N_1 = \frac{110000}{60} = 1835 \text{ кгр.}$$

Момент на 1 см. ширины сечения

$$\frac{M}{b} = M_1 = \frac{6050000}{60} = 101000 \text{ кгр. см.}$$

Эксцентриситет

$$e = \frac{M}{N} = \frac{6050000}{110000} = 55 \text{ см.}$$

Модуль

$$\frac{e}{N_1} = \frac{55}{1835} = 0,0300$$

Этому модулю в таблице (см. левую часть таблицы на стр. 230) соответствуют

$$\frac{d}{N_1} = 0,0764; \quad d = 0,0764 \cdot 1835 = 140 \text{ см.}$$

$$\frac{f'}{N_1} = 0,0003056; \quad f' = f_1 = 0,0003056 \cdot 1835 = 0,562 \text{ см.}$$

Это количество арматуры на 1 см. ширины сечения. Сечение арматуры на всю ширину 60 см.

$$f = f_1 = 60 \cdot 0,562 = 33,72 \text{ см.}^2$$

Напряжение железа при этом (см. таблицу) $\sigma_e = 320 \text{ кгр./см.}^2$

Пример 2-й (для больших эксцентриситетов, т. е., когда $\frac{e}{N_1} \geq 0,1$).

Дано

$$N = 20000 \text{ кгр.}$$

$$e = 800 \text{ см.}$$

$$b = 50 \text{ см.}$$

$$\sigma_b = 40 \text{ кгр./см.}^2$$

Найти d — полную высоту сечения—и $f = f_1$?

Нормальная сила на 1 см. ширины сечения

$$N_1 = \frac{20000}{50} = 400 \text{ кгр.}$$

Модуль

$$\frac{e}{N_1} = \frac{800}{400} = 2,00$$

Этому модулю в таблице на стр. 231 соответствуют (вместо модуля 2,00 принимаем ближайшее табличное значение 1,99).

$$1) \text{ при } \sigma_e = 1200 \dots \frac{d}{N_1} = 0,531 \dots \text{ и } \frac{f'}{N_1} = 0,00327$$

$$2) \text{ при } \sigma_e = 1100 \dots \frac{d}{N_1} = 0,500 \dots \frac{f'}{N_1} = 0,00382$$

$$3) \text{ при } \sigma_e = 1000 \dots \frac{d}{N_1} = 0,467 \dots \frac{f_1}{N_1} = 0,00457$$

Тогда

$$1) d = 400 \cdot 0,531 = 212,4 \text{ см.}; f = f_1 = 0,00327 \cdot 400 \cdot b = \\ = 0,00327 \cdot 400 \cdot 50 = 65,4 \text{ см.}^2$$

$$2) d = 400 \cdot 0,500 = 200 \text{ см.}; f = f_1 = 0,00382 \cdot 400 \cdot b = \\ = 0,00382 \cdot 400 \cdot 50 = 76,4 \text{ см.}^2$$

$$3) d = 400 \cdot 0,467 = 187 \text{ см.}; f = f_1 = 0,00457 \cdot 400 \cdot b = \\ = 0,00457 \cdot 400 \cdot 50 = 91,4 \text{ см.}^2$$

Зная цены на бетон и железо, по найденным d , f и f_1 легко выбрать из них сечение экономически наиболее выгодное. Напр., на стр. 46 мы имели, что 1 см.³ бетона дешевле 1 см.³ железа в 60 раз. Тогда получим

$$1) \text{ при } \sigma_e = 1200 \dots 212,4 \cdot 50 + 65,4 \cdot 60 = 15544 \text{ см.}^2$$

$$2) \text{ „ } \sigma_e = 1100 \dots 200 \cdot 50 + 76,4 \cdot 60 = 15584 \text{ „}$$

$$3) \text{ „ } \sigma_e = 1000 \dots 187 \cdot 50 + 91,4 \cdot 60 = 14834 \text{ „}$$

Т. е. самым выгодным оказывается сечение (3) при $\sigma_e = 1000$ кгр./см.²

Это сечение выгоднее и в статическом отношении, т. к. в нем железо будет работать с напряжением $\sigma_e = 1000$ кгр./см.², тогда как в двух других сечениях это напряжение будет больше—а именно $\sigma_e = 1100$ и $\sigma_e = 1200$ кгр./см.².

Содержание сжатой арматуры в этом сечении составляет от сечения бетона

$$\frac{f_1}{\frac{1}{2} b \cdot d} = \frac{91,4}{\frac{1}{2} 50 \cdot 187} = 0,0184 \text{ или } 1,84\%$$

т. е. меньше 3%, как это и требуется § 49 норм.

Пример 3-й.

Таблицы Кунце, как уже сказано выше, составлены для $\sigma_b = 40$ кгр./см.². Но ими можно пользоваться и при других σ_b .

Например, дано для балки

$$M = 1800000 \text{ кгр. см.}$$

$$N = 20000 \text{ кгр.}$$

$$b = 50 \text{ см. — ширина балки}$$

$$\sigma_b = 35 \text{ кгр./см.}^2$$

Найти d — полную высоту сечения и $f = f_1$?

Т. к. здесь $\sigma_b = 35$ кгр./см.², а таблицы составлены для $\sigma_b = 40$ кгр./см.², то, умножив данную силу N на отношение $\frac{40}{35}$, получим

$$N' = N \cdot \frac{40}{35} = 20000 \cdot \frac{40}{35} = 22900 \text{ кгр.}$$

Дальше расчет ведем по предыдущему примеру

$$\frac{N'}{b} = N_1 = \frac{22900}{50} = 458 \text{ кгр.}$$

$$e = \frac{M}{N'} = \frac{1800000}{22900} = 78,5 \text{ см.}$$

$$\frac{e}{N_1} = \frac{78,5}{458} = 0,171$$

Этому модулю в таблице на стр. 230 соответствуют при $\sigma_e = 1000$ кгр./см.² (между $\frac{e}{N_1} = 0,160$ и $\frac{e}{N_1} = 0,180$)

$$\frac{d}{N_1} = 0,186 \text{ (между } 0,183 \text{ и } 0,188)$$

$$\frac{f'}{N_1} = 0,00063 \text{ (между } 0,00058 \text{ и } 0,00067)$$

Откуда

$$d = 0,186 \cdot N_1 = 0,186 \cdot 458 = 85 \text{ см.}$$

$$f = f_1 = 0,00063 \cdot N_1 \cdot b = 0,00063 \cdot 458 \cdot 50 = 14,45 \text{ см.}^2$$

Аналогично найдем d и $f = f_1$ при $\sigma_e = 700$, $\sigma_e = 800$ и $\sigma_e = 900$ кгр./см.². Затем, как и в предыдущем примере, выбираем наиболее выгодное сечение. Относительно напряжения железа заметим, что для получения действительного напряжения σ_e надо значения его в таблице умножить на $\frac{35}{40}$. Так, выше мы нашли $d = 85$ см. и $f = f_1 = 14,45$ см.² при табличном $\sigma_e = 1000$ кгр./см.². Для получения σ_e , действительно соответствующего найденным h и $f = f_1$, надо $\sigma_e = 1000$ кгр./см.² умножить на $\frac{35}{40}$. Тогда получим

$$1000 \cdot \frac{35}{40} = 875 \text{ кгр./см.}^2$$

Таблица Элерса.

Таблицами Кунце пользуются, когда требуется найти не только сечение арматуры, но и d — полную высоту сечения (черт. 151). Таблицей же Элерса пользуются, когда d — дано и требуется найти только сечение арматуры. Кроме того заметим, что таблицы Кунце приведены для случая, когда $f = f_1$ (сечение армируется симметричной арматурой) или когда $f_1 = 0$ (сечение армируется только в растянутой зоне). Таблица Элерса этими условиями не ограничена.

Эта таблица приведена на стр. 228 и составлена (черт. 151) в предположении, что $a = 0,07 h$, где h — полезная высота сечения, и для напряжений бетона $\sigma_b = 35$ до 60 кгр./см.² и напряжений железа $\sigma_e = 87$ до 1800 кгр./см.².

При пользовании этой таблицей имеют место следующие формулы, (черт. 151).

Полезная высота

$$h = a \sqrt{\frac{M_e}{b}} \dots \dots \dots (56)$$

Сечение сжатой арматуры

$$f_1 = \phi bh \dots \dots \dots (57)$$

Сечение растянутой арматуры

$$f = \phi bh \pm \frac{N}{\sigma_e} \dots \dots \dots (58)$$

где

$$M_e = M + N \left(\frac{d}{2} - a \right) \dots \dots \dots (59)$$

момент относительно растянутой арматуры; (коэффициенты a , ϕ и ϕ берутся из упомянутой таблицы). В (59) знак минус берется, когда нормальная сила N сжимающая, и знак плюс, когда она растягивающая.

Если при пользовании таблицей получится слишком большое сечение арматуры, то это укажет на недостаточность выбранных поперечных размеров сечения d и b .

Если для f получится из (58) отрицательное значение, то это укажет на невозможность, при выбранной высоте сечения, рассматриваемого напряжения σ_e железа, т. к. сечение арматуры f не может быть отрицательным.

Если коэффициент a в (56) окажется больше имеющихся в таблице, то это укажет на ненужность сжатой арматуры.

Пример

Дано

$d = 80$ см. — полная высота сечения (см. черт. 151), которая выражается в см.

$M = 18000$ кгр. мтр. — момент, выраженный в кгр. мтр.

$N = 20000$ кгр.

$b = 0,40$ мтр. — ширина сечения; выражается в мтр.

$\sigma_b = 40$ кгр./см.².

Найти сечение арматуры?

Принимаем (черт. 151)

$$a = 0,06 \quad d = 0,06 \cdot 80 = 5 \text{ см.}$$

$$h = d - a = 80 - 5 = 75 \text{ см.}$$

$$\frac{d}{2} - a = \frac{80}{2} - 5 = 35 \text{ см.} = 0,35 \text{ мтр.}$$

По (59)

$$M_e = M + N \left(\frac{d}{2} - a \right) = 18000 + 20000 \cdot 0,35 = 25000 \text{ кгp. мтр.}$$

Из (56)

$$\alpha = \frac{h}{\sqrt{\frac{M_e}{b}}} = \frac{75}{\sqrt{\frac{25000}{0,4}}} = 0,300$$

Этому $\alpha = 0,300$ в таблице на стр. 228 при $\sigma_b = 40$, в соответствующем горизонтальном ряду, соответствует ряд коэффициентов φ и ψ , в зависимости от σ_e (в каждом горизонтальном ряду имеется два коэффициента: верхний φ и нижний ψ).

Беря эти коэффициенты (в таблице они подчеркнуты) при разных σ_e , с помощью (57) и (58) получим

1) для $\sigma_e = 1200 \text{ кгp./см.}^2$

$$\varphi = 1,175$$

$$\psi = 1,020$$

$$f_1 = \varphi b h = 1,175 \cdot 0,4 \cdot 75 = \dots \dots \dots 35,3 \text{ см.}^2$$

$$f = \psi b h - \frac{N}{\sigma_e} = 1,020 \cdot 0,4 \cdot 75 - \frac{20000}{1200} = \dots \dots \dots 13,9 \text{ ,,}$$

$$f + f_1 = 49,2 \text{ см.}^2$$

2) при $\sigma_e = 1000 \text{ кгp./см.}^2$

$$\varphi = 1,001$$

$$\psi = 1,239$$

$$f_1 = 1,001 \cdot 0,4 \cdot 75 = \dots \dots \dots 30,2 \text{ см.}^2$$

$$f = 1,239 \cdot 0,4 \cdot 75 - \frac{20000}{1000} = \dots \dots \dots 17,2 \text{ ,,}$$

$$f + f_1 = 47,4 \text{ см.}^2$$

3) при $\sigma_e = 800 \text{ кгp./см.}^2$

$$\varphi = 0,807$$

$$\psi = 1,578$$

$$f_1 = 0,807 \cdot 0,4 \cdot 75 = \dots \dots \dots 24,2 \text{ см.}^2$$

$$f = 1,578 \cdot 0,4 \cdot 75 - \frac{20000}{800} = \dots \dots \dots 22,3 \text{ ,,}$$

$$f + f_1 = 46,5 \text{ см.}^2$$

4) при $\sigma_e = 600$ кгр./см.²

$$\varphi = 0,579$$

$$\psi = 2,165$$

$$f_1 = 0,579 \cdot 0,475 = \dots \dots \dots 17,4 \text{ см.}^2$$

$$f = 2,165 \cdot 0,475 - \frac{20000}{600} = \dots \dots \dots 31,7 \text{ ,,}$$

$$f + f_1 = 49,1 \text{ см.}^2$$

5) для $\sigma_e = 400$ кгр./см.²

$$\varphi = 0,307$$

$$\psi = 3,407$$

$$f_1 = 0,307 \cdot 0,475 = \dots \dots \dots 9,2 \text{ см.}^2$$

$$f = 3,407 \cdot 0,475 - \frac{20000}{400} = \dots \dots \dots 52,3 \text{ ,,}$$

$$f + f_1 = 61,5 \text{ см}$$

Из приведенных расчетов видно, что наименьшее сечение арматуры дает 3-й случай, а следовательно, это сечение и будет самым выгодным, т. к. высота d не меняется.

Кроме того этот случай по сравнению с случаями 1 и 2 выгоднее и в статическом отношении, т. к. здесь железо будет работать с $\sigma_e = 800$ кгр./см.², а в первых двух случаях с $\sigma_e = 1200$ и $\sigma_e = 1000$ кгр./см.².

Сжатая арматура при принятом $\sigma_b = 40$ кгр./см.² будет работать с напряжением несколько меньшим (см. стр. 163)

$$\sigma'_e = n \sigma_b = 15 \cdot 40 = 600 \text{ кгр./см.}^2.$$

Формулы для проверки напряжений.

Здесь, как и при подборе сечения, надо различать два случая:

А. Нормальная сила лежит внутри ядра сечения и

В. Нормальная сила лежит вне ядра сечения.

А. Формулы для проверки напряжений для случая, когда нормальная сила лежит внутри ядра сечения.

В этом случае пользуются следующими формулами (черт. 150)

$$z = \frac{\frac{1}{2} b d^2 + n f h + n f_1 a'}{b d + n (f + f_1)} \dots \dots \dots (60)$$

$$e = \frac{M}{N} \dots \dots \dots (61)$$

$$e_s = e - \frac{d}{2} + z \dots \dots \dots (62)$$

Приведенная к бетону площадь сечения

$$F = b d + n (f + f_1) \dots \dots \dots (63)$$

Момент инерции сечения

$$J = \frac{b}{3} [z^3 + (d-z)^3] + n f_1 (z-a')^2 + n f (h-z)^2 \quad (64)$$

$$\sigma_{b1} = \frac{N}{F} + \frac{Ne_s}{J} z \quad (65)$$

$$\sigma_{b2} = \frac{N}{F} - \frac{Ne_s}{J} (d-z) \quad (66)$$

Расстояния крайних точек ядра сечения от центра тяжести сечения

$$v_k = \frac{J}{F \cdot z} \quad (67)$$

$$v'_k = \frac{J}{F \cdot (d-z)} \quad (68)$$

где z , F и J определяются по (60), (63) и (64).

Пример.

Дано

- $M = 450000$ кгр. см.
- $N = 60000$ кгр.
- $b = 30$ см.
- $d = 55$ см.
- $f = 6,0$ см.²
- $f_1 = 21,8$ см.²
- $a = a' = 3,3$ см.

Найти σ_{b1} и σ_{b2} ?

$$h = 55 - 3,3 = 51,7 \text{ см.}$$

По (60) — (64) найдем

$$z = \frac{\frac{1}{2} \cdot 30 \cdot 55^2 + 15 \cdot 6,6 \cdot 51,7 + 15 \cdot 21,8 \cdot 3,3}{30 \cdot 55 + 15 \cdot (6,6 + 21,8)} = 24,9 \text{ см.}$$

$$F = 30 \cdot 55 + 15 (6,6 + 21,8) = 2076 \text{ см.}^2$$

$$J = \frac{30}{3} \cdot [24,9^3 + (55 - 24,9)^3] + 15 \cdot 21,8 (24,9 - 3,3)^2 + 15 \cdot 6,6 (51,7 - 24,9)^2 = 649000 \text{ см.}^4$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{450000}{60000} = 7,5 \text{ см.}$$

$$e_s = e - \frac{d}{2} + z = 7,5 - \frac{55}{2} + 24,9 = 4,9 \text{ см.}$$

$$\frac{N}{F} = \frac{60000}{2076} = 28,8$$

$$\frac{Ne_s}{3} = \frac{60000 \cdot 4,9}{649000} = 0,453$$

откуда по (65) и (66)

напряжение бетона у более сжатого ребра

$$\sigma_{b1} = \frac{N}{F} + \frac{Ne_s}{J} z = 28,8 + 0,453 \cdot 24,9 = 40 \text{ кгр./см.}^2$$

Напряжение у менее сжатого ребра

$$\sigma_{b_1} = \frac{N}{F} - \frac{Nes}{J} (d - z) = 28,8 - 0,453 (55 - 24,9) = 15,1 \text{ кгр./см.}^2.$$

Если арматура симметрична, то вышеприведенные формулы 60—68 принимают вид

$$z = \frac{d}{2} \dots \dots \dots (69)$$

$$F = b \cdot d + 2 n f \dots \dots \dots (70)$$

$$J = \frac{b d^3}{12} + 2 n f \left(\frac{d}{2} - a \right)^2 \dots \dots \dots (71)$$

$$\sigma_{b_1} = \frac{N}{F} + \frac{N \cdot e}{2 J} \cdot d \dots \dots \dots (72)$$

$$\sigma_{b_2} = \frac{N}{F} - \frac{N \cdot e}{2 J} \cdot d \dots \dots \dots (73)$$

$$\nu_k = \nu'_k = \frac{2 J}{F d} \dots \dots \dots (74)$$

где F и J определяются по (70) и (71).

Примечание. Формулы 60 — 68 и 69 — 74 могут применяться и в случае, когда нормальная сила несколько выходит за пределы ядра, но если растягивающее напряжение при этом не превосходит $\frac{1}{5}$ допускаемого напряжения бетона на сжатие; (см. по этому поводу немецкие нормы в курсе Залигера на стр. 638 — 639, изд. 1927 г.). Если же растягивающее напряжение бетона больше $\frac{1}{5} \sigma_b$, то проверка напряжений производится по формулам 75 — 81 (см. ниже).

В. Формулы для проверки напряжений для случая, когда нормальная сила проходит вне ядра сечения (см черт. 151 на стр. 168).

В этом случае проверка напряжений производится по таким формулам

$$e = \frac{M}{N}$$

$$c = \frac{d}{2} - e \dots \dots \dots (75)$$

$$F = \frac{15 (f + f_1)}{b} \dots \dots \dots (76)$$

$$S = \frac{15 (f h + f_1 a')}{b} \dots \dots \dots (77)$$

$$T = \frac{15 (f \cdot h^2 + f_1 a'^2)}{b} \dots \dots \dots (78)$$

Положение нейтральной оси

$$x^3 - 3 c x^2 + 6 x (S - F \cdot c) - 6 (T - S \cdot c) = 0 \dots \dots \dots (79)$$

Если нормальная сила N лежит за пределами сечения, [то c надо взять с обратным знаком. (О решении этого уравнения см. ниже).

Напряжение бетона

$$\sigma_b = \frac{N x}{b (1/2 x^2 + x F - S)} \dots \dots \dots (80)$$

Напряжение железа

$$\sigma_e = 15 \sigma_b \frac{h - x}{x} \dots \dots \dots (81)$$

Если x , σ_b и σ_e определены правильно, то должны иметь место уравнения

$$1) \frac{1}{2} \sigma_b x b + 15 \sigma_b f_1 \frac{x - a'}{x} - f \sigma_e - N = 0 \dots \dots \dots (82)$$

$$2) \frac{1}{6} \sigma_b x^2 b + 15 \sigma_b f_1 a' \frac{x - a'}{x} - N \cdot c - f \sigma_e h = 0 \dots \dots \dots (83)$$

уравнение (82) дает сумму проекций всех—внутренних и внешних—сил на направление силы N , а уравнение (83)—сумму моментов тех же сил относительно крайнего сжатого волокна сечения.

Пример

Дано (черт. 151)

- $b = 50$ см.
- $d = 96,7$ см.
- $f = 15,1$ см.²
- $f_1 = 7,55$ „
- $M = 180000$ кгр. см.
- $N = 2000$ кгр.
- $a' = 6$ см.

Найти σ_b и σ_e ?

$$e = \frac{M}{N} = \frac{180000}{2000} = 90 \text{ см.}$$

$$c = \frac{d}{2} - e = \frac{96,7}{2} - 90 = -41,65 \text{ см.}$$

$$h = d - a' = 96,7 - 6 = 90,7 \text{ см.}$$

$$F = \frac{15(f + f_1)}{b} = \frac{15(15,1 + 7,55)}{50} = 6,8$$

$$S = \frac{15(fh + f_1 a')}{b} = \frac{15(15,1 \cdot 90,7 + 7,55 \cdot 6)}{50} = 424,5$$

$$T = \frac{15(fh^2 + f_1 a'^2)}{b} = \frac{15(15,1 \cdot 90,7^2 + 7,55 \cdot 6^2)}{50} = 373$$

$$F \cdot c = -6,8 \cdot 41,65 = -283,5$$

$$S \cdot c = -424,5 \cdot 41,65 = -17670$$

$$S - F \cdot c = 424,5 + 283,5 = 708$$

$$T - S \cdot c = 37300 + 17670 = 54970$$

Из уравнения (79):

$$x^3 + 3 \cdot 41,65 x^2 + 6 \cdot 708 \cdot x - 6 \cdot 54970 = 0$$

$$x^3 + 125 x^2 + 4250 x - 330000 = 0 \quad \dots \dots (I)$$

Решаем это уравнение путем пробных подстановок по способу „regula falsi“. Этот способ состоит в следующем. Если при подстановке в левую часть уравнения пробного значения $x = x_1$ получим в правой части A , а при $x = x_2$ получим B (где A и B должны иметь разные знаки), то точное значение x определится из уравнения

$$\frac{x - x_1}{x - x_2} = \frac{A}{B}$$

Откуда

$$x = \frac{Bx_1 - Ax_2}{B - A} \dots \dots (II)$$

Применим этот способ к решению уравнения (I).

при $x = 33$; $33^3 + 125 \cdot 33^2 + 4250 \cdot 33 - 330000 = -18000 = A$

„ $x = 34$; $34^3 + 125 \cdot 34^2 + 4250 \cdot 34 - 330000 = -700$

„ $x = 35$; $35^3 + 125 \cdot 35^2 + 4250 \cdot 35 - 330000 = +14700 = B$

Подставляя в (II) вместо x_1 и x_2 пробные значения 33 и 35, получим

$$x = \frac{14700 \cdot 33 + 18000 \cdot 35}{14700 + 18000} = 34,1 \text{ см.}^1)$$

После этого, из (80) и (81) находим

$$\sigma_b = \frac{Nx}{b \left(\frac{1}{2} x^2 + xF - S \right)} = \frac{20000 \cdot 34,1}{50 \left(\frac{1}{2} \cdot 34,1^2 + 34,1 \cdot 6,8 - 424,5 \right)} = 35,1 \text{ кгр./см}^2.$$

$$\sigma_e = 15 \sigma_b \frac{h - x}{x} = 15 \cdot 35,1 \cdot \frac{90,7 - 34,1}{34,1} = 874 \text{ кгр./см}^2.$$

¹⁾ Если бы получилось $x > d$, то это (см. черт. 150) значило бы, что сечение работает только на сжатие, и проверку напряжения надо вести по формулам для предыдущего случая.

Для контроля правильности вычислений надо найденные x , σ_b и σ_e подставить в выражения (82) и (83). Если после этой подстановки в правой части этих выражений получим нуль, то x , σ_b и σ_e определены правильно.

Напряжение σ'_e сжатой арматуры не проверяется, т. к. оно всегда меньше допускаемого.

VI. Поверка на скалывание.

Эту поверку правильнее назвать „поверкой на главные растягивающие напряжения“. Но т. к. главные напряжения у нейтральной оси равны скалывающим на том же горизонте, то эту поверку часто называют „поверкой на скалывание“

Подробно о скалывающих напряжениях см. стр. 78.

Напомним, что (по § 41 норм) „в плитах при главном напряжении у нейтральной оси, не превышающим 4 кгр. на 1 см.², разрешается не ставить специальной арматуры в форме хомутов и наклонных стержней“ (отгибов).

В балках же все косые растягивающие усилия надлежит целиком передавать отгибам совместно с хомутами, не учитывая вовсе сопротивления бетона на растяжение.

В плитах поверка на скалывание обычно дает напряжения меньше 4 кгр./см.² и потому обыкновенно не производится.

Исключение составляют плиты с очень большой нагрузкой (напр., плиты под фундаменты), для которых поверка на скалывание обязательна.

Также обязательна поверка на скалывание и в балках.

Рассмотрим отдельно поверку на скалывание для таких случаев:

А. Сечение работает только на изгиб.

В. Сечение работает на изгиб совместно со сжатием (сечения с внецентренной нагрузкой).

А. Сечение работает на простой изгиб.

В этом случае поверка на скалывание для всех сечений (прямоугольных и тавровых с одиночной и двойной арматурой) производится по формуле

$$\tau = \frac{Q}{bz} \dots \dots \dots (84)$$

где

Q — поперечная сила в данном сечении

b — ширина балки; в плитах принимается $b = 100$ см.; в балках для b берется ширина балки, а в тавровых сечениях (независимо от того, проходит ли нейтральная ось через

плиту или через ребро) — ширина ребра b , (черт. 147; см. об этом—Залигер, стр. 234 и 637, изд. 1927 г.).

z — плечо внутренних сил, величина которого определяется по изложенному ниже.

Биркеншток для практических целей рекомендует принимать для z следующие приближенные значения:

$z = 0,9 h$ — для плит и балок прямоугольного сечения и для тавровых сечений при $x \leq d$ с одиночной и двойной арматурой.

$z = h - 0,4 d$ — для тавровых сечений при $x > d$ с одиночной и двойной арматурой.

Точные значения z для разных случаев находятся таким образом.

a) Плиты и балки прямоугольного сечения с одиночной арматурой.

$$z = h - \frac{x}{3} \dots \dots \dots (85)$$

где h — полезная высота сечения, а x — положение нейтральной оси, определяемое по (7) на стр. 149.

b) Плиты и балки прямоугольного сечения с двойной арматурой.

Для таких сечений плечо внутренних сил определяется по формуле

$$z = \frac{M}{\sigma_e f} \dots \dots \dots (86)$$

Для определения по этой формуле z надо сначала найти σ_e по формуле 29 на стр. 156.

c) Тавровые сечения с одиночной арматурой.

Если $x \leq d$, то величина z определяется так же, как и в случае плит и прямоугольных балок с одиночной арматурой, т. е. по (85).

Если $x > d$, то величина z определяется по (32), на стр. 159, причем величина x , входящая в эту формулу, определяется по (31) на той же стр.

Если определено напряжение σ_e , то величину z можно определить по формуле

$$z = \frac{M}{\sigma_e f} \dots \dots \dots (87)$$

В этой формуле

M — изгибающий момент в данном сечении

f — принятое сечение арматуры.

d) Тавровые сечения с двойной арматурой.

Если $x \leq d$, то z определяется так же, как и для случая плит и прямоугольных балок с двойной арматурой, о чем см. выше.

Если $x > d$, то z определяется по формуле

$$z = \frac{M}{\sigma_e f} \dots \dots \dots (88)$$

где σ_e определяется по (49) на стр. 162.

В. Сечения с внецентренной нагрузкой.

1-й случай. Нормальная сила лежит внутри ядра сечения (черт. 150). В этом случае проверка на скалывание производится по формуле

$$\tau = \frac{Q S}{b J} \dots \dots \dots (89)$$

где

Q — поперечная сила

b — ширина сечения

J — момент инерции сечения, определяемый по (64) на стр. 175

S — статический момент сечения, определяемый по формуле

$$S = \frac{b z^2}{2} + n f_1 (z - a') \dots \dots \dots (90)$$

где z определяется по (60) на стр. 174.

2-й случай. Нормальная сила лежит вне ядра сечения.

В этом случае скалывающие напряжения определяются также по (89)

$$\tau = \frac{Q S}{b J} \dots \dots \dots (89)$$

Здесь надо сначала по (79) на стр. 177 определить положение нейтральной оси x .

После этого определится величина z по формуле

$$z = \frac{\frac{b x^2}{2} + n (f h + f_1 a')}{b x + n (f + f_1)} \dots \dots \dots (91)$$

момент инерции по формуле

$$J = \frac{b}{3} [z^3 + (x - z)^3] + n f (h - z)^2 + n f_1 (z - a')^2 \dots \dots (92)$$

и статический момент

$$S = \frac{b z^2}{2} + n f_1 (z - a') \dots \dots \dots (93)$$

Подставляя J и S в (90), получим искомое τ .

Количество отгибов и хомутов определяется так же, как и при чистом изгибе (см. об этом стр. 78).

Если сечение армировано только в растянутой зоне, то в предыдущих формулах надо положить $f_1 = 0$.

№ 1. Таблица веса одного кубического метра в тоннах различных материалов.

(Заемствована из норм Госплана по железобетону).

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
Кирпичная кладка из пористого пустотелого кирпича	1,20
Кирпичная кладка из обыкновенного кирпича на известковом растворе	1,60
Кирпичная кладка на цементном растворе	1,80
Бетон на кирпичном щебне	1,80
„ „ пористых доменных шлаках	1,40
„ „ коксе или на угольном шлаке	1,20
Песок сухой	1,60
„ влажный	1,80
Гравий сухой	1,80
„ влажный	1,90
Щебень неутраченный твердых пород	1,70
Щебень утраченный	1,80
Стекло	2,60
Асфальт литой	1,50
„ с крупным щебнем или прессованный	2,00
Пробковая изоляция в пластинках	0,25
Шлак каменноугольный	0,70

№ 2. Таблица полезной нагрузки.

(Выписка из норм Госплана по железобетону).

§ 4. Полезная вертикальная нагрузка определяется в соответствии с ее действительным значением; в частности, для некоторых категорий нагрузок надлежит исходить из следующих норм:

- а) Полы чердаков жилых домов. 75 — 100 кгр./мтр.².
- б) Полы жилых помещений в населенных домах 150 — 175 кгр./мтр.².
- в) Полы классных помещений, больничных палат, амбулаторий для приходящих боль-

ных, а также служебных помещений и контор, в которых не предположено большое скопление посетителей.

250 кгр./метр.².

г) Лестницы и коридоры в обыкновенных жилых домах, а также полы служебных помещений и контор, в которых предполагается большое скопление посетителей.

350 кгр./метр.².

д) Полы помещений для народных собраний, театров, кино-театров, концертных и танцевальных зал, общественных столовых, вокзальных помещений, а также лестниц и коридоров в общественных зданиях

400 кгр./метр.².

е) Полы библиотек, архивов, товарных складов—по действительной нагрузке, но не менее.

600 кгр /метр.².

Примечание по п. е) Определение этой нагрузки зависит от ее характера, причем вес шкафов, занятых книгами и бумагами, определяется из расчета объемного веса их в 600 кгр./метр.³.

Перекрытия под проезжими дворами подвергаются расчету на нагрузку автомобилями-грузовиками, фактически могущими проезжать над данными перекрытиями¹⁾.

§ 5. При расчете колонн и стен жилых домов, проходящих более, чем через 2 этажа, и оснований под многоэтажные здания, расчетная временная нагрузка в той части ее, которая определяется по § 4-му, т.-е. полезная вертикальная нагрузка, при расчете напряжений элементов колонн и стен на горизонтах нижних этажей, определяется по расчету, что два верхних этажа, а также чердачный, если таковой имеется, считаются загруженными всей временной нагрузкой полностью, а последующие — нагрузкой, равной:

- для 3-го сверху этажа 75⁰/₀
- „ 4-го „ „ 60⁰/₀
- „ 5-го и дальнейших 40⁰/₀

от цифр, определяемых согласно § 4, но с тем, однако, чтобы общая временная расчетная нагрузка для основания не оказалась менее 60⁰/₀ от полной, не сниженной ни в одном этаже.

Настоящее правило не распространяется на расчет колонн, стен и оснований в складах и фабриках, за исключением случаев, когда харак-

¹⁾ Об этой нагрузке см. стр. 53 норм Госплана по железобетону.

тер ожидаемой нагрузки сооружений это позволяет, что должно быть специально мотивировано.

§ 6. При расчете частей сооружений, подверженных постоянным сотрясениям (сооружения, в коих происходит транспортирование грузов: машинные здания с хорошо уравновешенными машинами и т. д.), вся расчетная полезная нагрузка, определяемая по §§ 4 и 5, умножается на динамический коэффициент 1,10 — 1,30, а при расчете частей сооружений, подверженных постоянным толчкам (фабричные корпуса и машинные здания с неуравновешенными машинами, мастерские и т. п.) та же расчетная полезная нагрузка умножается на динамический коэффициент 1,50.

№ 3. Таблица временных и допускаемых напряжений каменных материалов и кладки.

Заимствована из „Технических условий проектирования капитальных зданий и сооружений“ Московск. Губинжа, 1925 г.

№ №	Наименование.	Временное напряжение в кгр./см. ²	Коэффициент запаса.	Допускаемые напряжения в кгр. см ²	
				На сжатие.	На растяжение.
А. Материалы.					
1	Гранит	1000	25	40	—
2	Мрамор	500	25	20	—
3	Известняк	500	25	20	—
4	Песчаник	500	25	20	—
5	Кирпич обыкновенн.	100	—	—	—
6	„ клинкер	300	—	—	—
7	„ асбозурит	50	8	7	0,7
8	Пустотел. бет. камни ¹⁾ норм. бетон.	—	—	—	—
9	„ „ ¹⁾ шлак.-бет.	50	6	8	0,8
Б. Кладки.					
10	Тесовая из гранита на цем. растворе .	300	10	30	1,5
11	Из плиты известняка на цем. раст. 1:4 .	200	10	20	1,5
12	Бутовая на цементн. растворе 1:4 .	150	10	15	—
13	Тоже на цем. растворе 1:6	100	10	10	—
14	Тоже на извест. растворе	—	—	7	—
15	Обыкн. кирпича на цементн. растворе.	80	6	13	1,3
16	Тоже на романск. цементе	60	6	10	1,0
17	Тоже на известк. растворе	50	6	8	0,8
18	Из клинкерн. кирпича на цем. растворе	—	—	до 20	1,3
19	„ асбозурит. кирпича	50	8	7	0,7
20	„ пористого	—	—	5	0,5
21	„ пустотел. бет. камни ²⁾ норм. бет.	—	—	13	1,3
22	„ „ ²⁾ шлак.-бет.	—	—	6	0,6
В. Бетоны.					
23	Норм. бетон 1:1 ^{1/2} :3	200	5	40	4
24	„ „ 1:2 :4	180	6	30	3
25	„ „ 1:2 ^{1/2} :5	140	5 ^{1/2}	25	2
26	„ „ 1:3 :6	100	5	20	—
27	„ „ 1:4 :8	80	5	15	—
28	Бетон на щебне из известняка или песчаника	120	8	15	—
29	Бетон на кирпичн. щебне	100	8	12	—
30	„ „ шлак. „	60	8	8	—

¹⁾ На кв. см. площади, за вычетом пустот.

²⁾ На кв. см. всей площади, включая пустоты.

№ 4. Таблица допускаемых напряжений на грунт.

Займствована из „Технических условий проектирования капитальных зданий и сооружений“ Московского Губинжа, 1925 г.

Давление на грунт при заложении оснований на каменной породе не должно быть более $\frac{1}{10}$ временного сопротивления той породы, на которую опирается основание, и во всяком случае не более 40 кгр./см².

Ниже приводится таблица допускаемых напряжений на сжатие грунта при обычной глубине заложения оснований гражданских сооружений (1,50 — 4,00 мтр.) от поверхности.

При углублении фундаментов в грунт свыше 4,00 мтр. допускаемые напряжения на грунт повышаются, а именно:

При глубине от 4—5 мтр. — на 0,5 кгр./см².

При углублении на каждый метр сверх 5—на 0,25 кгр./см².

Эти повышения не распространяются на слабый глинистый и илистый грунт (см. п.п. 9 и 10 таблицы).

Для временных и вспомогательных зданий и сооружений допускаемые напряжения могут быть повышены до 30% в зависимости от назначения сооружения.

№№ по порядку	Наименование грунта	в кгр./см ² .
1	Особо твердый скалистый грунт	до 40
2	Твердый скалистый грунт из песчаника или известняка	до 30
3	Небольшой твердости скалистый грунт	до 15
4	Глина, плотно слежавшаяся в слоях не менее 1,0 метра на скалистой подпочве	до 8
5	Крупный гравий, плотно слежавшийся в слоях не менее 1,0 метра.	6
6	Плотный глинистый грунт и мергель, а также плотно слежавшийся песок	4
7	Плотно слежавшаяся глина с примесью песка	3
8	Сухой, чистый слабо-уплотненный песок	2
9	Слабый глинистый грунт, сырой песок	1
10	Растительная земля и слабый, пропитанный водой илистый грунт, предохраненный от выпучивания	0,5

№ 5. Таблица изгибающих моментов и перерезывающих сил для неразрезной балки с равными пролетами при действии сплошной равномерно-распределенной нагрузки p , покрывающей все пролеты, а также временной q , расположенной невыгоднейшим образом.

Относительно этой таблицы а равно и таблицы № 6 (см. дальше) нужно заметить следующее:

1) Эти таблицы могут применяться и в тех случаях, когда пролеты не равны друг другу, но разнятся между собой не более, как на 20%; (см. об этом стр. 42).

2) Наибольшую опорную реакцию (A) и наибольший опорный момент (M) дает вторая, а за ней идет четвертая опора; (последнее относится к балкам в 6 и 7 пролетов).

3) Наибольший момент в пролетах ($max M$) дает первый пролет, а за ним идет третий пролет.

4) Наибольший положительный момент ($max M$) в первом пролете будет в сечении не по середине пролета, а в расстоянии, приблизительно 0,4 l от крайней опоры (см. расстояния x). В остальных пролетах наибольший положительный момент будет почти по середине пролета.

5) Опорная реакция (A_1) крайней опоры примерно на 20% меньше опорной реакции для разрезной балки. Опорная реакция второй от края опоры (A_2) примерно на 15—20% больше, чем в разрезных балках. (См. по этому поводу § 29 норм).

6) Из всех неразрезных балок наибольшую реакцию дает вторая опора двухпролетной балки (см. реакции A в таблице).

7) Моменты для балок с 5, 6 и 7 пролетами, особенно от подвижной нагрузки, сравнительно мало отличаются от моментов для балки с 4-мя пролетами. Поэтому на практике, при рассмотрении многопролетных балок, ограничиваются рассмотрением четырехпролетной балки или принимают, согласно § 33 норм, влияние на каждый пролет не более двух пролетов с каждой стороны, т. е. считают балку за пятипролетную.

8) Таблица № 5 ограничена балками в 7 пролетов. Если же число пролетов больше, то, согласно таблице, можно принимать значения:

а) Опорных реакций, начиная с 5-й опоры, pl для постоянной нагрузки и $1,19 pl$ для временной.

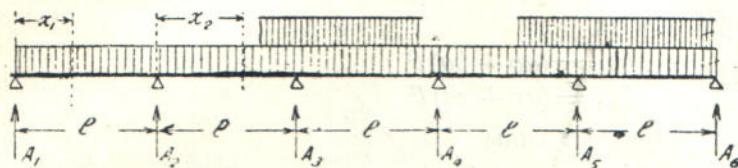
б) Момент над опорами, начиная с 5-й опоры: для постоянной нагрузки $M = -0,085 pl^2$ (или проще $\frac{1}{12} pl^2$; т. е. такой, как и для однопролетной балки с полной заделкой на концах) и для временной $0,11 ql^2$.

с) Моменты в пролете, начиная с 5-го пролета: для постоянной нагрузки $0,040 pl^2$ (или проще $\frac{1}{24} pl^2$, т. е., как и в однопролетной балке с полной заделкой на концах) и для временной $0,083 ql^2$.

9) В виду полной симметрии, все величины в таблице приведены только для половины балки.

На черт. 152 две верхние заштрихованные полосы представляют временную нагрузку q , расположенную невыгоднейшим образом, а нижняя заштрихованная полоса — постоянную нагрузку p (собственный вес балки), причем предполагается, что эта нагрузка покрывает сплошь все пролеты неразрезной балки.

Схема балки.



Черт 152.

Искомые величины	Ч И С Л О П Р О Л Е Т О В						Множитель
	2	3	4	5	6	7	
а) Влияние постоянной нагрузки p .							
A_1	0.375	0.400	0.393	0.395	0.394	0.394	} pl
A_2	1.250	1.100	1.143	1.132	1.135	1.134	
A_3	—	—	0.929	0.974	0.962	0.965	
A_4	—	—	—	—	1.019	1.007	
M_2	0.125	0.100	0.107	0.105	0.106	0.106	} $-pl^2$
M_3	—	—	0.071	0.079	0.077	0.077	
M_4	—	—	—	—	0.087	0.085	
max M'_1	0.070	0.080	0.077	0.078	0.078	0.078	
max M'_2	—	0.025	0.036	0.033	0.034	0.034	} $+pl^2$
max M'_3	—	—	—	0.046	0.043	0.044	
max M'_4	—	—	—	—	—	0.040	
x_1	0.375	0.400	0.393	0.395	0.394	0.394	
x_2	—	0.500	0.536	0.526	0.529	0.528	
x_3	—	—	—	0.500	0.490	0.493	
x_4	—	—	—	—	—	0.500	
б) Влияние подвижной нагрузки q .							
A_1	0.438	0.450	0.446	0.447	0.447	0.447	} ql
A_2	1.250	1.200	1.223	1.218	1.219	1.219	
A_3	—	—	1.143	1.167	1.162	1.163	
A_4	—	—	—	—	1.192	1.186	
M_2	0.125	0.117	0.121	0.120	0.120	0.120	} $-ql^2$
M_3	—	—	0.107	0.111	0.110	0.111	
M_4	—	—	—	—	0.115	0.114	
max M'_1	0.096	0.101	0.100	0.100	0.100	0.100	
max M'_2	—	0.075	0.081	0.079	0.079	0.079	} $+ql^2$
max M'_3	—	—	—	0.086	0.084	0.085	
max M'_4	—	—	—	—	—	0.083	
x_1	0.438	0.450	0.446	0.447	0.447	0.447	
x_2	—	0.500	0.518	0.513	0.514	0.514	
x_3	—	—	—	0.500	0.495	0.495	
x_4	—	—	—	—	—	0.500	

Здесь: $A_1, A_2 \dots$ опорные реакции.

$M_1, M_2 \dots$ опорные моменты.

max $M_1, \text{max } M_2 \dots$ наибольшие моменты в пролетах 1-м и 2-м.

$x_1, x_2 \dots$ расстояния сечений с наибольшими моментами в пролетах от ближайших левых опор.

№ 6. Таблица (Таблицы Винклера) моментов и поперечных сил для многопролетных неразрезных балок с равными пролетами.

К этой таблице относятся пояснения, приведенные в предыдущей таблице. Здесь

p — постоянная нагрузка на единицу длины

q — временная " " " "

Моменты

$$M_{max} = (ap + bq) l^2$$

$$M_{min} = (ap + cq) l^2$$

Поперечные силы

$$Q_{max} = (ap + \beta q) l$$

$$Q_{min} = (ap + \gamma q) l$$

где коэффициенты a, b, c и α, β, γ берутся из таблицы. Применение этой таблицы и подробности о ней см. стр. 40. Вместо этих таблиц можно пользоваться таблицей № 7. Обратим внимание, что все коэффициенты в графах для b и β положительны, а в графах для c и γ — отрицательны. Для практических целей можно ограничиваться тремя десятичными знаками. Напр., в сечении $\frac{x}{l} = 0,9$ двухпролетной балки вместо коэффициента 0,07361 (в графе для c) можно взять 0,074. Кроме того, можно рассматривать сечения только через $\frac{1}{10} l$ и не рассматривать промежуточных сечений, напр., сечений $\frac{x}{l} = 0,75, 0,85$ и т. д.

Двухпролетная балка.

Моменты				Перерезывающие силы.			
$\frac{x}{l}$	Влияние	Влияние		$\frac{x}{l}$	Влияние	Влияние	
	p	q	c		p	β	γ
	a	q	c		α	β	γ
0.0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0	+ 0.375	+ 0.4375	— 0.0625
0.1	+ 0.0325	+ 0.03875	— 0.00625	0.1	+ 0.275	+ 0.3437	— 0.0687
0.2	+ 0.0550	+ 0.06750	— 0.01250	0.2	+ 0.175	+ 0.2624	— 0.0874
0.3	+ 0.0675	+ 0.08625	— 0.01875	0.3	+ 0.075	+ 0.1932	— 0.1182
0.375	0.0703	+ 0.09375	— 0.02344	0.375	—	+ 0.1491	— 0.1491
0.4	+ 0.0700	+ 0.09500	— 0.02500	0.4	— 0.025	+ 0.1359	— 0.1609
0.5	+ 0.0625	+ 0.09375	— 0.03125	0.5	— 0.125	+ 0.0898	— 0.2148
0.6	+ 0.0450	+ 0.08250	— 0.03750	0.6	— 0.225	+ 0.0544	— 0.2794
0.7	+ 0.0175	+ 0.06125	— 0.04375	0.7	— 0.325	+ 0.0287	— 0.3537
0.75	—	+ 0.04688	— 0.04688	0.75	— 0.375	+ 0.0193	— 0.3943
0.80	— 0.0200	+ 0.03000	— 0.05000	0.80	— 0.425	+ 0.0119	— 0.4369
0.85	— 0.0425	+ 0.01523	— 0.05773	0.85	— 0.475	+ 0.0064	— 0.4814
0.95	— 0.0675	+ 0.00611	— 0.07361	0.9	— 0.525	+ 0.0027	— 0.5277
0.90	— 0.0950	+ 0.00138	— 0.09638	0.95	— 0.575	+ 0.0007	— 0.5757
1.00	— 0.1250	0.00000	— 0.12500	1.00	— 0.625	0.0000	— 0.6250

Реакции опор, черт. 152

$$\max A_1 = (0.3750 p + 0.4375 q) l; \quad \min A_1 = (0.3750 p - 0.0625 q) l$$

$$\max A_2 = 1.2500 (p + q) l; \quad \min A_2 = 1.250 p.$$

Продолж. таблицы № 6.

Трехпролетная балка.

$\frac{x}{l}$	Моменты			Перерезывающие силы.		
	Влияние	Влияние		Влияние	Влияние	
	p	b	c	p	β	γ
	a			α		
1-й пролет.						
0.0	0.0000	0.0000	0.0000	+ 0.4	+ 0.4500	- 0.0500
0.1	+ 0.035	+ 0.049	- 0.005	+ 0.3	+ 0.3560	- 0.0563
0.2	+ 0.060	+ 0.070	- 0.010	+ 0.2	+ 0.2752	- 0.0752
0.3	+ 0.075	+ 0.099	- 0.015	+ 0.1	+ 0.2065	- 0.1065
0.4	+ 0.080	+ 0.100	- 0.020	0	+ 0.1496	- 0.1496
0.5	+ 0.075	+ 0.100	- 0.025	- 0.1	+ 0.1042	- 0.2042
0.6	+ 0.060	+ 0.099	- 0.030	- 0.2	+ 0.0694	- 0.2694
0.7	+ 0.035	+ 0.070	- 0.035	- 0.3	+ 0.0443	- 0.3443
0.7895	+ 0.00414	+ 0.04362	- 0.03948	—	—	—
0.8	0.0000	+ 0.04022	- 0.04022	- 0.4	+ 0.0280	- 0.4280
0.85	- 0.02125	+ 0.02773	- 0.04898	—	—	—
0.9	- 0.04500	+ 0.02042	- 0.06542	- 0.5	+ 0.0193	- 0.5193
0.95	- 0.07125	+ 0.01706	- 0.08831	—	—	—
1.00	- 0.10000	+ 0.01667	- 0.11667	- 0.6	+ 0.0167	- 0.6167
2-й пролет.						
0.0	- 0.10000	+ 0.01667	- 0.11667	+ 0.5	+ 0.5833	- 0.0833
0.05	- 0.07625	+ 0.01408	- 0.09033	—	—	—
0.10	- 0.05500	+ 0.01514	- 0.07014	+ 0.4	+ 0.4870	- 0.0870
0.15	- 0.03625	+ 0.02053	- 0.05678	—	—	—
0.20	- 0.020	+ 0.030	- 0.050	+ 0.3	+ 0.3991	- 0.0991
0.2764	0	+ 0.050	- 0.050	—	—	—
0.3	+ 0.005	+ 0.055	- 0.050	+ 0.2	+ 0.3210	- 0.1210
0.4	+ 0.020	+ 0.070	- 0.050	+ 0.1	+ 0.2537	- 0.1537
0.5	+ 0.025	+ 0.075	- 0.050	0	+ 0.1979	- 0.1979

Реакции опор, черт. 152

$$\max A_1 = (0.40 p + 0.45 q)l; \min A_1 = (0.40 p - 0.050 q)l$$

$$\max A_2 = (1.10 p + 1.20 q)l; \min A_2 = (1.10 p - 0.10 q)l$$

Четырехпролетная балка.

$\frac{x}{l}$	Моменты			Перерезывающие силы		
	Влияние	Влияние		Влияние	Влияние	
	p	b	c	p	β	γ
	a			α		
1-й пролет						
0.0	0	0	0	+ 0.3929	+ 0.4464	- 0.0535
0.1	+ 0.03429	+ 0.03964	- 0.00536	+ 0.2929	+ 0.3528	- 0.0599
0.2	+ 0.05857	+ 0.06929	- 0.01071	+ 0.1929	+ 0.2717	- 0.0788
0.3	+ 0.07236	+ 0.08893	- 0.01607	+ 0.0929	+ 0.2029	- 0.1101
0.3929	—	—	—	0	+ 0.1498	- 0.1498
0.4	+ 0.07714	+ 0.09857	- 0.02143	- 0.0071	+ 0.1461	- 0.1533
0.5	+ 0.07143	+ 0.09822	- 0.02679	- 0.1071	+ 0.1007	- 0.2079
0.6	+ 0.05572	+ 0.08786	- 0.03214	- 0.2071	+ 0.0660	- 0.2731
0.7	+ 0.03000	+ 0.06750	- 0.03750	- 0.3071	+ 0.0410	- 0.3481
0.7857	0	+ 0.04209	- 0.04209	—	—	—
0.7887	- 0.00117	+ 0.04108	- 0.04225	—	—	—
0.8	- 0.00571	+ 0.03738	- 0.04309	- 0.4071	+ 0.0247	- 0.4319
0.85	- 0.02732	+ 0.02484	- 0.05216	—	—	—
0.9	- 0.05143	+ 0.01629	- 0.06772	- 0.5071	+ 0.0160	- 0.5231
0.95	- 0.07803	+ 0.01393	- 0.09197	—	—	—
1.000	- 0.10714	+ 0.01340	- 0.12054	- 0.6071	+ 0.0134	- 0.6205

Четырехпролетная балка.

x l	Моменты			Перерезывающие силы		
	Влияние p	Влияние q		Влияние p	Влияние q	
	a	b	c	α	β	γ
2-й пролет						
0.0	-0.10714	+0.01340	-0.12054	+0.5357	+0.6027	-0.0670
0.05	-0.08160	+0.01163	-0.09323	—	—	—
0.10	-0.05857	+0.01455	-0.07212	+0.4357	+0.5064	-0.0707
0.15	-0.03803	+0.01980	-0.05780	—	—	—
0.2	-0.02000	+0.03000	-0.05000	+0.3357	+0.4187	-0.0830
0.2661	0	+0.04882	-0.04882	—	—	—
0.3	+0.00857	+0.05678	-0.04821	+0.2357	+0.3410	-0.1153
0.4	+0.02714	+0.07357	-0.04643	+0.1357	+0.2742	-0.1385
0.5	+0.03572	+0.08036	-0.04464	+0.0357	+0.2190	-0.1833
0.5357	—	—	—	0	+0.2028	-0.2028
0.6	+0.03429	+0.07715	-0.04286	-0.0643	+0.1755	-0.2398
0.7	+0.02256	+0.06393	-0.04107	-0.1643	+0.1435	-0.3078
0.7869	+0.00416	+0.04363	-0.03947	—	—	—
0.8	+0.00143	+0.04170	-0.04027	-0.2643	+0.1222	-0.3865
0.8053	0	+0.04092	-0.04092	—	—	—
0.85	-0.01303	+0.03451	-0.04754	—	—	—
0.90	-0.03000	+0.03105	-0.06105	-0.3643	+0.1106	-0.4749
0.95	-0.04947	+0.02173	-0.08120	—	—	—
1.00	-0.07143	+0.03571	-0.10714	-0.4643	+0.1071	-0.5714

Реакции опор, черт. 152

$$\max A_1 = (0.3929 p + 0.4464 q) l$$

$$\min A_1 = (0.3929 p - 0.0535 q) l$$

$$\max A_2 = (1.1428 p + 1.2232 q) l$$

$$\min A_2 = (1.1428 p - 0.0804 q) l$$

$$\max A_3 = (0.9286 p + 1.1428 q) l$$

$$\min A_3 = (0.9286 p - 0.2142 q) l$$

№ 7. Таблица для определения моментов в неразрезных многопролетных балках.

(Заемствована из книги: Löser-Bemessungsverfahren, 1925).

Эти таблицы построены на том основании, что для многих случаев практики вместо точных, очерченных часто по очень сложным кривым, эпюр моментов и поперечных сил достаточно иметь приближенные эпюры, ограниченные прямыми линиями.

Построение таких эпюр гораздо проще, как в смысле вычислительной работы, так и в смысле вычерчивания самой эпюры.

Напр., известно, что эпюра изгибающих моментов для свободнолежащей балки при равномерной нагрузке ограничена (черт. 153) параболой I—IV (на чертеже показана половина параболы).

Вместо этой параболы можно взять эпюру, ограниченную прямыми линиями II—VI—IV (на чертеже показана половина этой эпюры). Построение такой эпюры, как видно из чертежа, гораздо проще построения параболы, как в смысле вычислений, так и в смысле ее вычерчивания. В практическом же отношении обе эпюры дадут почти одинаковые результаты.

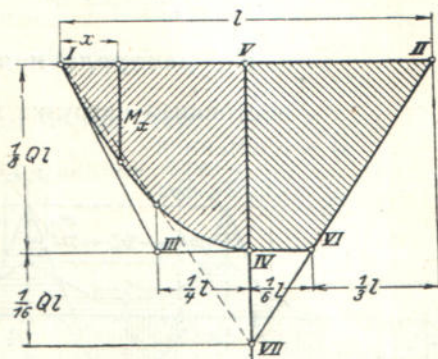
На этом принципе основано и построение нижеприведенных эпюр (см. ниже чертежи 154—156). К каждой эпюре приводится специальная табличка.

В каждой из этих таблиц имеется по 3 графы, обозначенные буквами *a*, *b* и *c*.

Графа, обозначенная буквой *a*, применяется для балок и плит, свободно лежащих на опорах, за исключением ребристых плит.

Графа под буквой *b* применяется для многопролетных неразрезных ребристых плит, которые на промежуточных опорах жестко связаны с последними (напр., в случае, когда второстепенные железобетонные балки опираются на железобетонные главные балки, или же когда главные балки опираются на железобетонные колонны).

Графа под буквой *c* применяется для многопролетных неразрезных плит, которые на своих промежуточных опорах жестко связаны с поддерживающими плиту железобетонными балками.



Черт. 153.

а. Двухпролетная балка (черт. 154).

p — постоянная нагрузка на единицу длины

q — временная " " " "

$$g = p + q$$

$$\lambda = \frac{p}{g}$$

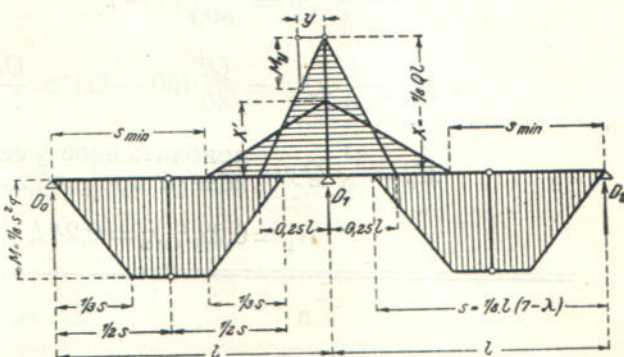
$$Q = gl$$

$$X = -\frac{1}{8} \cdot Ql$$

$$s = \frac{1}{8} l(7 - \lambda)$$

$$M = \frac{1}{8} \cdot gs^2$$

$M_{II} = \frac{1}{2} Qy$ — уменьшение момента вблизи промежуточной опоры — приближенное.



Черт. 154.

	a	b	c
$s_{min} =$	$\frac{1}{8} l \frac{7\lambda - 1}{\lambda}$	$\frac{1}{12} l \frac{10\lambda - 1}{\lambda}$	$\frac{1}{16} l \frac{13\lambda - 1}{\lambda}$
$X =$	$-\frac{1}{16} Ql(1 + \lambda)$	$-\frac{1}{24} Ql(1 + 2\lambda)$	$-\frac{1}{32} Ql(1 + 3\lambda)$

Опорные реакции при полном загрузении всех пролетов

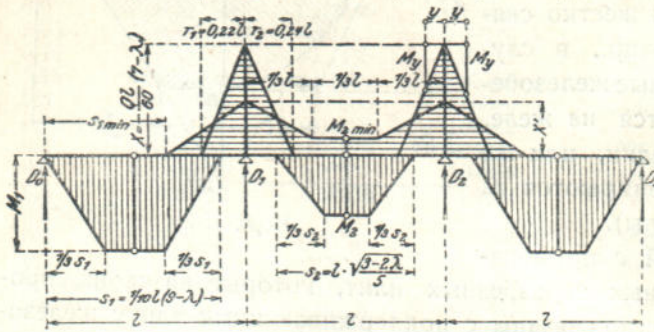
$$D_0 = \frac{3}{8} Q$$

$$D_1 = 1,25 Q$$

в. Трехпролетная балка (черт. 155).

p — постоянная нагрузка на единицу длины

q — временная " " " " "



$$g = p + q$$

$$\lambda = \frac{p}{g}$$

$$Q = gl$$

$$X = -\frac{Ql}{60} (7 - \lambda)$$

$$s_1 = \frac{1}{10} l (9 - \lambda)$$

Черт. 155.

$$s_2 = l \sqrt{\frac{3 - 2\lambda}{5}} \geq 0,577 l$$

$$M_1 = \frac{1}{8} s_1^2 g = \frac{Ql}{80} (9 - \lambda)^2$$

$$M_2 = \frac{1}{8} s_2^2 g = \frac{Ql}{40} (30 - 2\lambda) \geq \frac{Ql}{24}$$

$$M_y = \frac{1}{2} Qy \text{ — приближенное уменьшение момента вблизи промежуточной опоры.}$$

$$r_1 = 0,22 l; r_2 = 0,24 l.$$

	a	b	c
$s_{1min} =$	$\frac{1}{10} l \frac{9\lambda - 1}{\lambda}$	$\frac{1}{16} l \frac{13\lambda - 1}{\lambda}$	$\frac{1}{20} l \frac{17\lambda - 1}{\lambda}$
$s_{2min} =$	$l \sqrt{\frac{3\lambda - 2}{5\lambda}}$	$l \sqrt{\frac{7\lambda - 4}{15\lambda}}$	$l \sqrt{\frac{2\lambda - 1}{5\lambda}}$
$M_{2min} =$	$\frac{1}{40} Ql (3\lambda - 2)$	$\frac{1}{120} Ql (7\lambda - 4)$	$\frac{1}{40} Ql (2\lambda - 1)$
$X' =$	$-\frac{1}{20} Ql (1 + \lambda)$	$-\frac{1}{30} Ql (1 + 2\lambda)$	$-\frac{1}{40} Ql (1 + 3\lambda)$

Опорные реакции при полном загрузении всех пролетов

$$D_0 = 0,4 Q$$

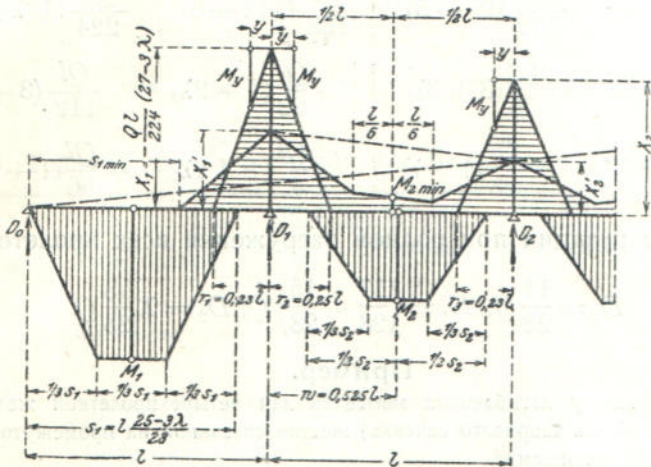
$$D_1 = 0,6 Q + 0,5 Q = 1,1 Q$$

Величина s_{2min} — расстояние между нулевыми точками в среднем пролете имеет реальное значение, когда M_{2min} положительно.

с. Четырехпролетная балка (черт. 156).

p — постоянная нагрузка на единицу длины

q — временная " " " "



Черт. 156.

$$g = p + q$$

$$\lambda = \frac{p}{g}$$

$$Q = gl$$

$$X_1 = - \frac{Ql}{224} (27 - 3\lambda)$$

$$X_2 = - \frac{Ql}{28} (3 - \lambda)$$

$$s_1 = l \frac{25 - 3\lambda}{28}$$

Расстояние опасного сечения

$$w = 0,525 l$$

$$\frac{1}{2} s_2 = l \sqrt{0,161 - 0,0886 \lambda}$$

$$M_1 = \frac{1}{8} s_1^2 g = Ql \frac{(25 - 3\lambda)^2}{6272}$$

$$M_2 = Ql(0,0805 - 0,0443\lambda)$$

$$r_1 = 0,23l; r_2 = 0,25l; r_3 = 0,23l$$

$$M_y = \frac{1}{2} Qy \text{ — приближенное уменьшение момента вблизи промежуточной опоры.}$$

	a	b	c
$s_{1min} =$	$\frac{1}{28} l \frac{25\lambda - 3}{\lambda}$	$\frac{1}{14} l \frac{12\lambda - 1}{\lambda}$	$\frac{1}{56} l \frac{47\lambda - 3}{\lambda}$
$M_{2min} =$	$\frac{Ql}{112} (9\lambda - 5)$	$\frac{Ql}{168} (11\lambda - 5)$	$\frac{Ql}{224} (13\lambda - 5)$
$X'_1 =$	$-\frac{Ql}{56} (3 + 3\lambda)$	$-\frac{Ql}{28} (1 + 2\lambda)$	$-\frac{Ql}{112} (3 + 9\lambda)$
$X'_2 = \frac{2}{3} X'_1$	$-\frac{Ql}{28} (1 + \lambda)$	$-\frac{Ql}{42} (1 + 2\lambda)$	$-\frac{Ql}{56} (1 + 3\lambda)$

Опорные реакции при полном загрузении всех пролетов

$$D_0 = \frac{11}{28} Q; D_1 = \left(\frac{17}{28} + \frac{15}{28}\right) Q; D_2 = 2 \cdot \frac{13}{28} Q$$

Пример.

Построить эпюру изгибающих моментов для четырехпролетной железобетонной ребристой плиты (балка таврового сечения), жестко связанной на промежуточных опорах с железобетонными колоннами?

Дано

$$l = 6,40 \text{ мтр.}$$

$$p = 1,560 \text{ тн./мтр.}^2$$

$$q = 1,800 \text{ "}$$

$$g = 3,360 \text{ тн./мтр.}^2$$

$$Q = gl = 3,360 \cdot 6,40 = 21,504 \text{ тн.}$$

$$Ql = 21,504 \cdot 6,40 = 137,63 \text{ тн./мтр.}$$

$$\lambda = \frac{p}{g} = \frac{1,560}{3,360} = 0,464$$

Пользуемся эпюрой на черт. 156 и данными таблички из графы *b* на стр. 194, т. к. эта графа по сказанному выше, применима именно в данном случае

$$X_1 = \frac{-137,63}{224} (27 - 3 \cdot 0,464) = -15,734 \text{ т. м.}$$

Момент в расстоянии, например, $y = 0,20$ мтр. от второй опоры

$$M' = X_1 - M_y = -15,734 + \frac{1}{2} \cdot 21,504 \cdot 0,20 = -13,584 \text{ т. м.}$$

$$s_1 = 6,40 \cdot \frac{25 - 3 \cdot 0,464}{28} = 5,396 \text{ т. м.}$$

$$s_{1min} = 6,40 \cdot \frac{12 \cdot 0,464 - 1}{14 \cdot 0,464} = 4,5 \text{ м.}$$

$$M_1 = \frac{1}{8} \cdot 5,396^2 \cdot 3,360 = 12,229 \text{ т. м.}$$

$$X_2 = -\frac{137,63}{28} (3 - 0,464) = -12,465 \text{ т. м.}$$

$$w = 0,525 \cdot 6,40 = 3,36 \text{ т. м.}$$

$$\frac{1}{2} s_2 = 6,40 \sqrt{0,161 - 0,0886 \cdot 0,464} = 2,217 \text{ м.}$$

$$M_2 = 137,63 (0,0805 - 0,0443 \cdot 0,464) = 8250 \text{ т. м.}$$

$$M_{2min} = -\frac{137,63}{168} (11 \cdot 0,464 - 5) = +0,0852 \text{ т. м.}$$

$$X'_1 = -\frac{137,63}{28} (1 + 2 \cdot 0,464) = -9,476 \text{ т. м.}$$

$$X'_2 = -\frac{137,63}{42} (1 + 2 \cdot 0,464) = -6,318 \text{ т. м.}$$

На основании этих данных уже легко построить показанную на черт. 156 эпюру моментов.

№ 8. Таблица. Балка с бесконечно большим числом пролетов.

М е с т о	Моменты			Опорные реакции			
	Влияние	Влияние		Влияние	Влияние		
	<i>p</i>	<i>q</i>		<i>p</i>	<i>q</i>		
	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>c</i>	<i>a</i>	<i>β</i>	<i>γ</i>	
Опора 1	0	0	0	+ 0.3943	+ 0.4472	- 0.0529	
Опора 2	Пролет 1	+ 0.0774	+ 0.0996	- 0.0222	+ 1.1340	+ 1.2189	- 0.0849
Опора 3	Пролет 2	+ 0.0339	+ 0.0793	- 0.0454	+ 0.9641	+ 1.1628	- 0.1987
Опора 4	Пролет 3	- 0.074	+ 0.0331	- 0.1105	+ 1.0096	+ 1.1877	- 0.1781
Опора 5	Пролет 4	+ 0.0411	+ 0.0830	- 0.0419	+ 0.9974	+ 0.1817	- 0.1843
Опора 6	Пролет 5	- 0.0829	+ 0.0307	- 0.1136	+ 1.0007	+ 1.1834	- 0.1827
Опора ∞	Пролет ∞	+ 0.0417	+ 0.0833	- 0.0417	+ 1.0000	+ 1.1830	- 0.1830

Пример. Дана двенадцати-пролетная неразрезная железобетонная плита с равными пролетами, по $l = 2,04$ мтр. каждый. Найти моменты на опорах и в пролете? Положим, что после подсчета оказалось, что:

Постоянная нагрузка на погон. мтр. плиты $p = 340$ кгр.

Временная " " " " " " $q = 1000$ "

Рассчитываем плиту, как неразрезную балку, лежащую на бесконечном числе опор.

По таблице имеем:

1) моменты на опорах.

- 2-я опора *max* $M = [-0,1057 \times 340 + 0,0141 \times 1000] \times 2^2 = -87,3$ кгр. мтр.
min $M = [-0,1057 \times 340 - 0,1198 \times 1000] \times 2^2 = -622,9$ "
- 3-я опора *max* $M = [-0,0774 \times 340 + 0,0331 \times 1000] \times 2^2 = +27,1$ "
min $M = [-0,0774 \times 340 - 0,1105 \times 1000] \times 2^2 = -547,3$ "
- 4-я опора *max* $M = [-0,0849 \times 340 + 0,0297 \times 1000] \times 2^2 = +3,3$ "
min $M = [-0,0849 \times 340 - 0,1146 \times 1000] \times 2^2 = -573,9$ "
- 5-я опора *max* $M = [-0,0829 \times 340 + 0,0307 \times 1000] \times 2^2 = +10,0$ "
min $M = [-0,0829 \times 340 - 0,1136 \times 1000] \times 2^2 = -567,1$ "
- 6-я опора *max* $M = [-0,0835 \times 340 + 0,0304 \times 1000] \times 2^2 = +8,0$ "
min $M = [-0,0835 \times 340 - 0,1139 \times 1000] \times 2^2 = -569,2$ "

Все дальнейшие опоры

$$\max M = [-0,0833 \times 340 + 0,0305 \times 1000] \times 2^2 = + 8,7 \text{ кгp. мтр.}$$

$$\min M = [-0,0833 \times 340 - 0,1138 \times 1000] \times 2^2 = - 568,5 \text{ "}$$

2) моменты в пролетах:

1-й пролет $\max M = [0,0774 \times 340 + 0,0996 \times 1000] \times 2^2 = + 503,7 \text{ кгp. мтр.}$

$$\min M = [0,0774 \times 340 - 0,0222 \times 1000] \times 2^2 = + 16,5 \text{ "}$$

2-й пролет $\max M = [0,0339 \times 340 + 0,0793 \times 1000] \times 2^2 = + 363,3 \text{ "}$

$$\min M = [0,0339 \times 340 - 0,0454 \times 1000] \times 2^2 = - 135,5 \text{ "}$$

3-й пролет $\max M = [0,0439 \times 340 + 0,0844 \times 1000] \times 2^2 = + 397,3 \text{ "}$

$$\min M = [0,0439 \times 340 - 0,0405 \times 1000] \times 2^2 = - 102,3 \text{ "}$$

4-й пролет $\max M = [0,0411 \times 340 + 0,0830 \times 1000] \times 2^2 = + 387,9 \text{ "}$

$$\min M = [0,0411 \times 340 - 0,0419 \times 1000] \times 2^2 = - 111,7 \text{ "}$$

5-й пролет $\max M = [0,0418 \times 340 + 0,0834 \times 1000] \times 2^2 = + 390,4 \text{ "}$

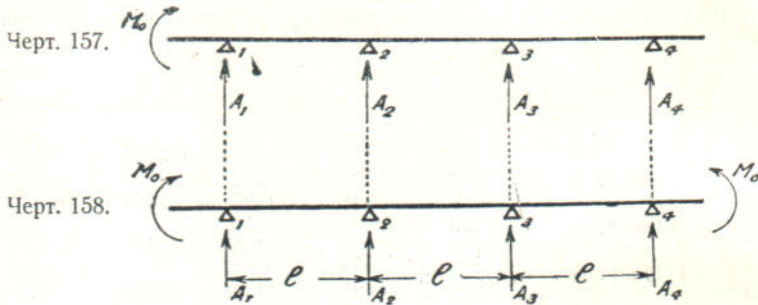
$$\min M = [0,0418 \times 340 - 0,0416 \times 1000] \times 2^2 = - 109,5 \text{ "}$$

Все дальнейшие пролеты

$$\max M = [0,0417 \times 340 + 0,0833 \times 1000] \times 2^2 = + 389,9 \text{ "}$$

$$\min M = [0,0417 \times 340 - 0,0417 \times 1000] \times 2^2 = - 110,1 \text{ "}$$

№ 9. Таблица. Неразрезная балка с моментами на концах.



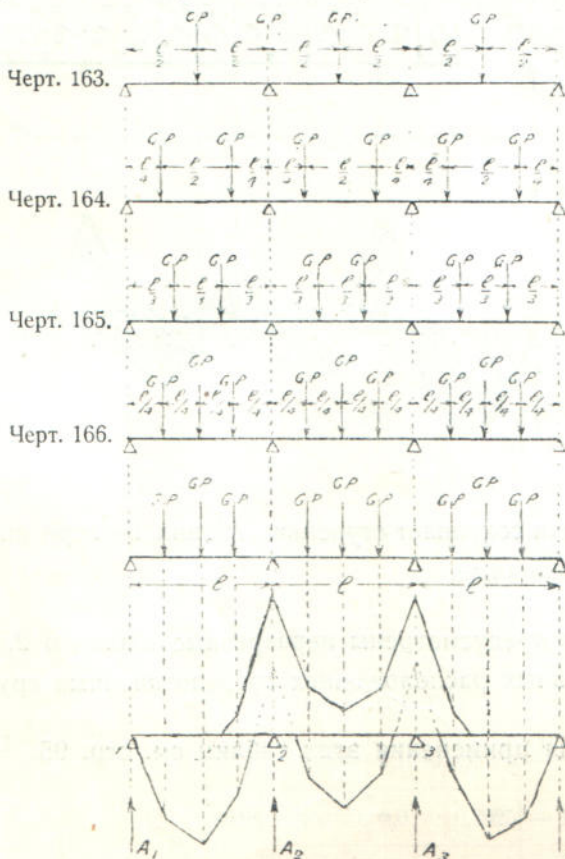
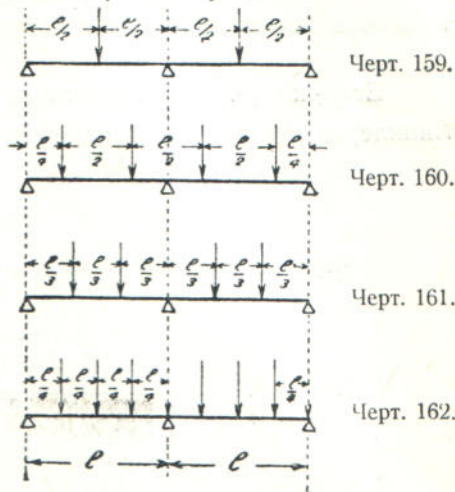
Величины		Момент с одной стороны черт. 157.			Момент с двух сторон черт. 158.			Множитель
		Число пролетов			Число пролетов			
		2	3	4	2	3	4	
Опорные моменты	M_2	-0.2500	-0.2627	-0.2678	-0.5000	-0.2000	-0.2858	M_0
	M_3	0.0	+0.0667	+0.0714	-	-0.2000	+0.1429	"
	M_4	-	-0.0	-0.0179	-	-	-0.2858	"
	M_5	-	-	0.0	-	-	-0.000	"
Поперечные силы	Q_{12}	-1.2500	-1.2667	-1.2678	-1.5000	-1.2000	-1.2858	$\frac{M_0}{l}$
	Q_{23}	+0.2500	+0.3333	+0.3392	+1.5000	0.0	+0.4286	"
	Q_{34}	-	-0.0667	-0.0893	-	+1.2000	-0.4286	"
	Q_{45}	-	-	+0.0179	-	-	+1.2858	"
Опорные реакции	A_1	-1.2500	-1.2667	-1.2678	-1.5000	-1.2000	-1.2858	$\frac{M_0}{l}$
	A_2	+1.5000	+1.6000	+1.6070	+3.0000	+1.2000	+1.7143	"
	A_3	-0.2500	+0.4000	+0.4285	-1.5000	-1.2000	-0.8572	"
	A_4	-	+0.0667	+0.1072	-	-1.2000	+1.7143	"
	A_5	-	-	-0.0179	-	-	-1.2858	"

№ 10-а, б, с. Таблица для определения моментов и поперечных сил в неразрезных балках с равными пролетами при сосредоточенной нагрузке.

Таблицы Винклера (см. выше таблицу № 6) годятся только для равномерной нагрузки. Для случая же сосредоточенной нагрузки эти таблицы не годятся, и вместо них применяются настоящие таблицы.

Но если каждый пролет балки разделен сосредоточенными грузами не менее, как на 5 панелей, то по проф. Мершу в этом случае можно игнорировать сосредоточенное действие нагрузки и вести расчет по таблицам Винклера.

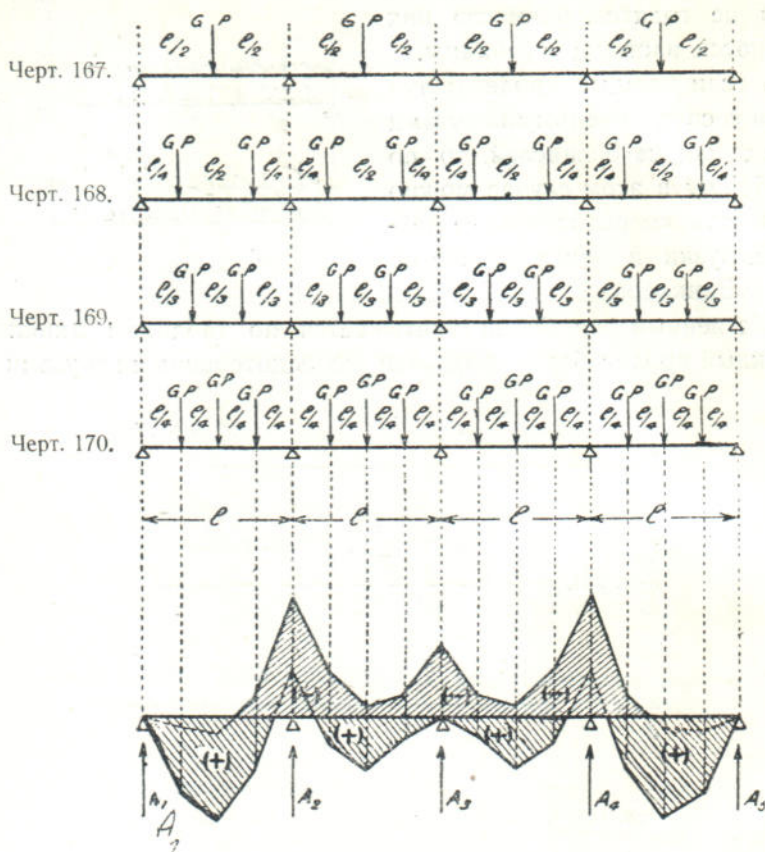
Собственный вес балки учитывается по таблицам Винклера. Но если каждый пролет балки разделен сосредоточенными грузами не ме-



нее, как на три панели, то в этом случае можно равномерную нагрузку от веса балки включать в сосредоточенные грузы. Т. к. вели-

чина поперечных сил от сосредоточенной нагрузки на протяжении панели (на участке между двумя соседними грузами) остается постоянной, то эпюра поперечных сил имеет вид ступеньчатой линии (см. черт. 124).

Если же учет собственного веса балки произведен по таблицам Винклера, то эпюры поперечных сил от полной—постоянной и вре-



менной—нагрузки сохраняет ступеньчатый вид, но горизонтальные линии переходят в наклонные.

Таблицами предусмотрены неразрезные балки в 2, 3 и 4 равных пролета при разных расположениях сосредоточенных грузов.

Пример для применения этих таблиц см. стр. 95.

№ 10-а. Таблица

Двухпролетная балка

Нагрузка	$\frac{x}{l}$	Изгибающий момент M			Поперечная сила Q		
		Влияние G	Влияние P		Влияние G	Влияние P	
			a	$+b$		$-c$	α
Грузы в $\frac{1}{2} l$ По черт. 159.	0,0	0,0	0,0	0,0	0,3125	0,4063	0,0938
	0,5	+ 0,1563	0,2031	0,0469			
	0,842	- 0,0789	0,0	0,0789			
	1,0	- 0,1875	0,0	0,1875	- 0,6875	0,0	0,6875
	Опорное давление $A_1 =$				1,3750	1,3750	0,0
Грузы в $\frac{1}{4} l$ и $\frac{3}{4} l$ По черт. 160.	0,0	0,0	0,0	0,0	0,7187	0,8594	0,1407
	0,25	+ 0,1795	0,2148	0,0352			
	0,75	+ 0,0390	0,1445	0,1055	- 0,2813	0,1679	0,4492
	0,877	- 0,1230	0,0	0,1230	- 1,2813	0,0	1,2813
	1,0	- 0,2812	0,0	0,2812			
Опорное давление $A_1 =$				2,5625	2,5625	0,0	
Грузы в $\frac{1}{3} l$ и $\frac{2}{3} l$ По черт. 161.	0,0	0,0	0,0	0,0	0,6667	0,8333	0,1667
	0,333	+ 0,2222	0,2778	0,0556			
	0,667	+ 0,1111	0,2222	0,1111	- 0,3333	0,2407	0,5741
	0,8572	- 0,1430	0,0	0,1430	- 1,3333	0,0	1,3333
	1,0	- 0,3333	0,0	0,3333			
Опорное давление $A_1 =$				2,6667	2,6667	0,0	
Грузы в $\frac{1}{4} l, \frac{1}{2} l$ и $\frac{3}{4} l$ По черт. 162.	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0306	1,2653	0,2347
	0,25	+ 0,2576	0,3164	0,0587			
	0,50	+ 0,2653	0,3826	0,1174	0,0306	0,5749	0,5443
	0,75	+ 0,0230	0,1990	0,1760	- 0,9694	0,1679	1,1373
	0,8648	- 0,2025	0,0	0,2025	- 1,9694	0,0	1,9694
1,0	- 0,4688	0,0	0,4688				
Опорное давление $A_1 =$				3,9388	3,9388	0,0	

№ 10-в. Таблица

Трехпролетная балка

Нагрузка	$\frac{x}{l}$	Изгибающий момент M			Поперечная сила Q		
		Влияние G		Влияние P	Влияние G		Влияние P
		a	b	c	a	β	γ
Грузы в $\frac{1}{2} l$ По черт. 163.	0,0	0,0	0,0	0,0	0,3500	0,4250	0,0750
	0,5	+ 0,1750	0,2125	0,0375			
	0,833	- 0,0416	0,0208	0,0625			
	1,00	- 0,1500	0,0250	0,1750	- 0,6500	0,0250	0,6750
	Опорное давление $A_1 =$				1,1500	1,3000	0,1500
	1,00	- 0,1500	0,0250	0,1750			
	1,15	- 0,0750	0,0063	0,0813			
	1,20	- 0,0500	0,0250	0,0750	+ 0,5000	0,6250	0,1250
	1,50	+ 0,1000	0,1750	0,0750			
	Грузы в $\frac{1}{4} l$ и $\frac{3}{4} l$ По черт. 164.	0,0	0,0	0,0	0,0	+ 0,7750	0,8875
0,25		+ 0,1938	0,2219	0,0281	- 0,2250	0,2000	0,4250
0,75		+ 0,0813	0,1654	0,0844			
0,870		- 0,0655	0,0325	0,0980	- 1,2250	0,0375	1,2625
1,00		- 0,2250	0,0375	0,2625			
Опорное давление $A_1 =$				2,2250	2,4500	0,2250	
1,00		- 0,225	0,0375	0,2625			
1,1125		- 0,1125	0,0164	0,1290	+ 1,0000	1,1875	0,1875
1,20		- 0,0250	0,0875	0,1125			
1,25		+ 0,0250	0,1375	0,1125			
1,50	+ 0,0250	0,1375	0,1125	0,0	0,4050	0,4050	

Продолжение таблицы № 10-б.

Нагрузка	$\frac{x}{l}$	Изгибающий момент M			Поперечная сила Q		
		Влияние G	Влияние P		Влияние G	Влияние P	
			a	b		c	α
Грузы в $\frac{1}{3}l$ и $\frac{2}{3}l$ По черт. 165.	0,0	0,0	0,0	0,0			
					+ 0,7333	0,8667	0,1333
	0,333	+ 0,2444	0,2889	0,0444			
					- 0,2667	0,2790	0,5457
	0,667	+ 0,1555	0,2444	0,0889			
	0,849	- 0,0750	0,0377	0,1127			
					- 1,2667	0,0444	1,3111
	1,00	- 0,2667	0,0444	0,3111			
		Опорное давление $A_1 =$			2,2667	2,5333	0,2667
	1,00	- 0,2667	0,0444	0,3111			
	1,133	- 0,1333	0,0133	0,1467			
					+ 1,0000	1,2222	0,2222
	1,20	- 0,0667	0,0667	0,1333			
1,333	+ 0,0667	0,2000	0,1333				
1,5	+ 0,0667	0,2000	0,1333	0,0	0,5333	0,5333	
Грузы в $\frac{1}{4}l$, $\frac{1}{2}l$ и $\frac{3}{4}l$ По черт. 166.	0,0	0,0	0,0	0,0			
					+ 1,1250	1,3125	0,1875
	0,25	+ 0,2812	0,3281	0,0469			
					+ 0,1250	0,6250	0,5000
	0,50	+ 0,3125	0,4062	0,0938			
					- 0,8750	0,2250	1,1000
	0,75	+ 0,0938	0,2344	0,1406			
	0,837	- 0,1070	0,0535	0,1605			
					- 1,8750	0,0625	1,9375
	1,00	- 0,3750	0,0625	0,4375			
		Опорное давление $A_1 =$			3,3750	3,7500	0,3750
	1,00	- 0,3750	0,0625	0,4375			
	1,125	0,1875	0,0232	0,2107			
				+ 1,5000	1,8125	0,3125	
1,20	- 0,0750	0,1125	0,1875				
1,25	0,0	0,1875	0,1875				
1,50	+ 0,1250	0,3125	0,1875	+ 0,5000	1,0325	0,530	

№ 10-с. Таблица.

Четырехпролетная балка.

Нагрузка	$\frac{x}{l}$	Изгибающий момент M			Поперечная сила Q			
		Влияние G	Влияние P		Влияние G	Влияние P		
			a	b		c	α	β
Грузы в $\frac{1}{2} l$ По черт. 167.	0,0	0,0	0,0	0,0	+ 0,3393	0,4196	0,0804	
	0,5	+ 0,1697	0,2098	0,0402				
	0,833	— 0,0503	0,0168	0,0670	— 0,6607	0,0201	0,7410	
	1,0	— 0,1607	0,0201	0,1808				
	Опорное давление $A_1 =$					1,2143	1,3348	0,1205
	1,0	— 0,1607	0,0201	0,1808	+ 0,5536	0,6540	0,1004	
	1,147	— 0,0781	0,0048	0,0830				
	1,20	— 0,0500	0,0250	0,0750				
	1,50	+ 0,1161	0,1830	0,0670				
	1,79	— 0,0134	0,0458	0,0592				
	1,835	— 0,0362	0,0282	0,0644				— 0,4464
	2,0	— 0,1072	0,0536	0,1607				
	Опорное давление $A_2 =$					0,8928	1,2142	0,3214
	Грузы в $\frac{1}{4} l$ и $\frac{3}{4} l$ По черт. 168.	0,0	0,0	0,0	0,0	+ 0,7589	0,8795	0,1205
		0,25	+ 0,1897	0,2199	0,0301			
		0,75	+ 0,0692	0,1596	0,0904	— 0,2411	0,1922	0,4333
0,869		— 0,0785	0,0261	0,1045				
1,0		— 0,2411	0,0301	0,2712	— 0,2411	0,0301	1,2712	
Опорное давление $A_1 =$								2,3215
1,0		— 0,2411	0,0301	0,2712	+ 1,0804	1,2310	0,1507	
1,112		— 0,1200	0,0133	0,1333				
1,20		— 0,0250	0,0880	0,1130				
1,25		+ 0,0290	0,1395	0,1105				
1,50		+ 0,0491	0,1495	0,1005				
1,75		+ 0,0692	0,1596	0,0904				+ 1,0804
1,79		+ 0,0325	0,1213	0,0887				
1,882		— 0,0515	0,0510	0,1025	— 0,9196	0,2411	1,1607	
2,0		— 0,1607	0,0804	0,2410				
Опорное давление $A_2 =$					1,8392	2,3214	0,4822	

Продолжение таблицы № 10-с.

Нагрузка	$\frac{x}{l}$	Изгибающий момент M			Поперечная сила Q			
		Влияние G		Влияние P	Влияние G		Влияние P	
		a	b		c	α		β
Грузы в $\frac{1}{3}l$ и $\frac{2}{3}l$ По черт. 169.	0,0	0,0	0,0	0,0	+ 0,7143	0,8571	0,1428	
	0,333	+ 0,2381	0,2857	0,0476	- 0,2857	0,2698	0,5555	
	0,667	+ 0,1429	0,2381	0,0952				
	0,848	- 0,0907	0,0303	0,1211	- 1,2857	0,0357	1,3214	
	1,0	- 0,2857	0,0357	0,3214				
	Опорное давление $A_1 =$				2,3810	2,5952	0,2142	
	1,0	- 0,2857	0,0357	0,3214				
	1,133	- 0,1400	0,0127	0,1528				
	1,20	- 0,0667	0,0667	0,1333	+ 1,0953	1,2738	0,1785	
	1,333	+ 0,0794	0,2063	0,1270				
	1,667	+ 0,1111	0,2222	0,1111	+ 0,0953	0,5874	0,4921	
	1,79	0,0	0,1052	0,1053				
	1,858	- 0,0623	0,0547	0,1170	- 0,9047	0,2858	1,1905	
	2,00	- 0,1905	0,0952	0,2857				
	Опорное давление $A_2 =$				1,8094	2,3810	0,5716	
	Грузы в $\frac{1}{4}l$, $\frac{1}{2}l$ и $\frac{3}{4}l$ По черт. 170	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0982	1,2991	0,2009
		0,25	+ 0,2746	0,3248	0,0503	- 0,0982	0,6118	0,5137
0,50		+ 0,2991	0,3996	0,1004	- 1,9018	0,2123	1,1142	
0,75		+ 0,0736	0,2243	0,1506				
0,8567		- 0,1295	0,0431	0,1726	- 0,9018	0,0502	1,9520	
1,0		- 0,4018	0,0503	0,4520				
Опорное давление $A_1 =$				3,5357	3,8371	0,3013		
1,0		- 0,4018	0,0503	0,4520				
1,124		- 0,1988	0,0192	0,2180	+ 1,6339	1,8851	0,2511	
1,20		- 0,0750	0,1125	0,1875				
1,25		- 0,0067	0,1908	0,1842				
1,50		+ 0,1651	0,3325	0,1675	+ 0,6339	1,1392	0,5053	
1,75		+ 0,0736	0,2243	0,1507	- 0,3661	0,6458	1,0120	
1,79		+ 0,0195	0,1670	0,1475				
1,8675		- 0,0870	0,0805	0,1675	- 1,3661	0,4017	1,7678	
2,0		- 0,2679	0,1339	0,4018				
Опорное давление $A_2 =$				2,7322	3,5356	0,8034		

№ 11. Таблица для расчета четырехсторонних плит.

(Займствована из норм Госплана по железобетону).

Влияние сплошной нагрузки, покрывающей всю плиту.

Заданные величины.

 p — нагрузка в килограммах на кв. сантиметр (кгр./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 $\frac{\text{кгр.} \cdot \text{см.}}{\text{см.}}$, т. е. отнесены к полоске, шириной в 1 сантиметр.

(Для получения M в кгр. см. надлежит *умножить* расчетные значения на действительную ширину рассчитываемой части полоски в сантиметрах).

1) При свободном опирании плиты по краям:

M_b^0 — расчетный момент по пролету a на середине пролета (в центре плиты).

M_a^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 на опоре (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 ra^2 , независимо от того, ищут ли момент по пролету a , или по пролету b .

Таблицы даны до отношения $b:a=2$, но при отношении $b:a$, большем 1,5, но меньшем 2, разрешается рассчитывать плиту или как четырехстороннюю, или как балочную по пролету a .

За рассчитываемую часть полоски рекомендуется принимать полосу, шириной в 100 или в 10 см., для упрощения расчетных операций.

$b : a$	Плита, свободно опертая по всем краям		Плита, полностью заделанная по всем краям			
	Моменты по середине		Моменты по середине		Моменты у середин 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 „а“ и „b“, по отношению к обычным формулам:

$$+ 0,125 pa^2 \text{ или } + \frac{1}{8} pa^2; + 0,042 pa^2 \text{ или } + \frac{1}{24} pa^2; - 0,083 pa^2 \text{ или } - \frac{1}{12} pa^2$$

$b : a$	по а	по b	по а	по b	по а	по b
1,0	38 ⁰ / ₀	38 ⁰ / ₀	53 ⁰ / ₀	53 ⁰ / ₀	62 ⁰ / ₀	62 ⁰ / ₀
1,1	43 ⁰ / ₀	38 ⁰ / ₀	62 ⁰ / ₀	53 ⁰ / ₀	66 ⁰ / ₀	61 ⁰ / ₀
1,2	49 ⁰ / ₀	38 ⁰ / ₀	70 ⁰ / ₀	53 ⁰ / ₀	73 ⁰ / ₀	61 ⁰ / ₀
1,3	54 ⁰ / ₀	38 ⁰ / ₀	77 ⁰ / ₀	50 ⁰ / ₀	80 ⁰ / ₀	61 ⁰ / ₀
1,4	59 ⁰ / ₀	38 ⁰ / ₀	82 ⁰ / ₀	48 ⁰ / ₀	85 ⁰ / ₀	61 ⁰ / ₀
1,5	64 ⁰ / ₀	37 ⁰ / ₀	86 ⁰ / ₀	46 ⁰ / ₀	90 ⁰ / ₀	61 ⁰ / ₀
1,6	68 ⁰ / ₀	36 ⁰ / ₀	89 ⁰ / ₀	43 ⁰ / ₀	94 ⁰ / ₀	60 ⁰ / ₀
1,7	72 ⁰ / ₀	35 ⁰ / ₀	91 ⁰ / ₀	41 ⁰ / ₀	96 ⁰ / ₀	59 ⁰ / ₀
1,8	75 ⁰ / ₀	35 ⁰ / ₀	94 ⁰ / ₀	38 ⁰ / ₀	97 ⁰ / ₀	57 ⁰ / ₀
1,9	78 ⁰ / ₀	34 ⁰ / ₀	96 ⁰ / ₀	34 ⁰ / ₀	98 ⁰ / ₀	56 ⁰ / ₀
2,0	81 ⁰ / ₀	34 ⁰ / ₀	96 ⁰ / ₀	29 ⁰ / ₀	100 ⁰ / ₀	54 ⁰ / ₀

Примечание 1. При расчете четырехсторонних плит, согласно §§ 26 и 27, в выражения моментов „р“ 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 по середине на + 0,50 и для получения расчетного отрицательного момента у краев на - 0,75.

№ 12. Таблица сечений круглого

Диаметр в мм.	Вес 1 п. м. в кгр.	Окружность πd в см.	П л о щ а д ь								
			п р и ч и с л е								
			1	2	3	4	5	6	7	8	9
2	0.024	0.63	0.03	0.06	0.09	0.13	0.16	0.19	0.22	0.25	0.28
3	0.055	0.94	0.07	0.14	0.21	0.28	0.35	0.42	0.49	0.56	0.64
4	0.098	1.26	0.13	0.25	0.38	0.50	0.63	0.76	0.88	1.00	1.13
5	0.154	1.57	0.20	0.39	0.59	0.78	0.98	1.18	1.37	1.57	1.76
6	0.222	1.89	0.28	0.57	0.85	1.13	1.41	1.70	1.98	2.26	2.55
7	0.302	2.20	0.38	0.77	1.16	1.54	1.93	2.31	2.70	3.08	3.47
8	0.395	2.51	0.50	1.01	1.51	2.01	2.52	3.02	3.52	4.02	4.53
9	0.499	2.83	0.64	1.27	1.91	2.54	3.18	3.82	4.45	5.09	5.72
10	0.617	3.14	0.79	1.57	2.36	3.14	3.93	4.71	5.50	6.28	7.06
11	0.746	3.46	0.95	1.90	2.85	3.80	4.75	5.70	6.65	7.60	8.55
12	0.888	3.77	1.13	2.66	3.39	4.52	5.65	6.78	7.91	9.04	10.17
13	1.042	4.08	1.33	2.26	3.99	5.31	6.64	7.96	9.29	10.62	11.95
14	1.208	4.40	1.54	3.08	4.62	6.16	7.70	9.24	10.78	12.32	13.86
15	1.387	4.71	1.77	3.54	5.31	7.08	8.85	10.60	12.37	14.14	15.90
16	1.578	5.03	2.01	4.02	6.03	8.04	10.05	12.06	14.07	16.08	18.09
17	1.782	5.34	2.27	4.54	6.81	9.08	11.35	13.62	15.89	18.16	20.43
18	1.998	5.65	2.54	5.08	7.62	10.18	12.72	15.27	17.71	20.36	22.90
19	2.226	5.97	2.84	5.68	8.52	11.34	14.18	17.01	19.85	22.68	25.52
20	2.466	6.28	3.14	6.28	9.42	12.57	15.70	18.84	21.98	25.12	28.26
21	2.719	6.60	3.46	6.92	10.38	13.84	17.30	20.76	24.22	27.68	31.14
22	2.984	6.91	3.80	7.60	11.40	15.20	19.00	22.80	26.60	30.40	34.20
23	3.261	7.23	4.15	8.30	12.45	16.62	20.77	24.93	29.08	33.20	37.35
24	3.551	7.54	4.52	9.04	13.56	18.08	22.60	27.12	31.64	36.16	40.68
25	3.853	7.85	4.91	9.82	14.73	19.64	24.55	29.46	34.37	39.28	44.19
26	4.168	8.17	5.31	10.62	15.93	21.24	26.55	31.86	37.17	42.48	47.79
27	4.495	8.48	5.73	11.46	17.19	22.92	28.65	34.38	40.11	45.84	51.57
28	4.834	8.80	6.16	12.32	18.48	24.63	30.80	36.96	43.12	49.28	55.44
29	5.185	9.11	6.61	13.22	19.83	26.44	33.05	39.66	46.27	52.88	59.49
30	5.549	9.42	7.07	14.14	21.21	28.28	35.35	42.42	49.49	56.56	63.63
32	6.313	10.05	8.04	16.08	24.12	32.16	40.20	48.24	56.28	64.32	72.36
34	7.127	10.68	9.08	18.16	27.24	36.32	45.40	54.48	63.56	72.64	81.72
36	7.990	11.31	10.18	20.36	30.54	40.72	50.90	61.08	71.26	81.44	91.62
38	8.903	11.94	11.34	22.68	34.02	45.36	56.70	68.04	79.38	90.72	102.06
40	9.865	12.57	12.57	25.14	37.71	50.28	62.85	75.42	87.99	100.56	113.13

$\sigma_b = 45 \text{ кгр./см.}^2$

№ 14. Таблица

$\sigma_e = 1200 \text{ кгр./см.}^2$

общего веса g расчетной арматуры в кгр. и кубатуры v бетона в мтр.³ на 1 мтр.² ребристого перекрытия при разных нагрузках, пролетах и расстояниях между ребрами.

Расстояние между ребрами l	Полезная нагрузка в кгр.	Пролет $L \text{ мтр.} =$											
		3		4		5		6		7		8	
		g кгр.	v мтр. ³	g кгр.	v мтр. ³	g кгр.	v мтр. ³	g кгр.	v мтр. ³	g кгр.	v мтр. ³	g кгр.	v мтр. ³
1.5	150	2.572	0.063	3.218	0.070	3.824	0.086	4.900	0.097	5.700	0.108	6.484	0.110
	250	3.336	0.071	3.774	0.085	4.798	0.102	5.769	0.108	6.623	0.115	7.073	0.138
	350	3.542	0.085	4.151	0.095	5.105	0.113	6.282	0.120	7.716	0.143	8.892	0.153
	500	4.127	0.100	5.112	0.116	6.228	0.123	7.558	0.130	9.402	0.153	10.728	0.190
	750	4.870	0.127	6.110	0.133	7.592	0.14	9.552	0.147	11.152	0.171	12.827	0.210
	1000	5.527	0.131	7.083	0.145	8.138	0.151	10.668	0.176	12.706	0.205	14.371	0.235
2.0	150	3.076	0.062	3.251	0.082	4.270	0.095	4.800	0.105	5.670	0.105	6.493	0.110
	250	3.919	0.089	4.420	0.105	5.139	0.110	5.880	0.115	6.877	0.120	8.104	0.139
	350	4.140	0.102	5.104	0.120	5.986	0.120	7.062	0.125	8.240	0.130	9.542	0.170
	500	4.964	0.120	5.894	0.125	7.005	0.130	8.457	0.146	9.676	0.154	10.930	0.183
	750	5.745	0.130	6.885	0.135	8.046	0.145	9.657	0.164	11.868	0.185	12.450	0.217
	1000	6.652	0.145	8.046	0.150	9.375	0.173	11.074	0.180	12.788	0.227	14.296	0.240
2.5	150	3.592	0.090	3.878	0.096	4.416	0.107	5.719	0.107	6.378	0.115	7.124	0.130
	250	4.488	0.103	4.716	0.117	5.666	0.117	6.528	0.121	7.804	0.125	8.512	0.155
	350	5.191	0.119	5.766	0.127	6.564	0.131	7.740	0.135	8.898	0.150	9.789	0.165
	500	5.617	0.128	6.608	0.132	7.577	0.140	8.745	0.155	10.514	0.172	11.180	0.198
	750	6.666	0.147	7.781	0.151	8.844	0.166	10.336	0.175	11.784	0.213	13.007	0.227
	1000	7.702	0.166	8.794	0.185	10.369	0.190	12.098	0.218	13.561	0.231	15.485	0.262
3.0	150	4.448	0.102	4.923	0.113	5.464	0.117	6.060	0.120	6.893	0.130	7.598	0.140
	250	5.226	0.120	5.688	0.127	6.370	0.140	7.350	0.142	8.316	0.142	9.294	0.165
	350	5.638	0.133	6.441	0.137	7.152	0.151	8.248	0.156	9.470	0.170	10.258	0.191
	500	6.571	0.147	7.354	0.150	8.257	0.166	9.457	0.170	10.608	0.190	12.693	0.207
	750	8.352	0.165	8.820	0.177	10.117	0.185	11.156	0.200	12.497	0.222	14.046	0.248
	1000	9.083	0.180	10.200	0.196	11.547	0.215	12.854	0.239	14.607	0.243	15.961	0.277
3.5	150			5.824	0.133	6.503	0.136	7.256	0.146	7.850	0.161	8.622	0.168
	250			6.664	0.146	7.490	0.156	8.401	0.167	9.391	0.171	10.027	0.190
	350			7.422	0.156	8.445	0.167	9.036	0.173	10.212	0.186	11.231	0.200
	500			8.079	0.169	8.986	0.183	10.282	0.196	11.132	0.210	12.440	0.220
	750			10.111	0.199	11.134	0.216	12.507	0.235	13.880	0.240	15.605	0.269
	1000			11.080	0.218	12.289	0.235	13.439	0.255	14.876	0.278	16.513	0.289

Из этой таблицы видно, например, что при полезной нагрузке 500 кгр./мтр.², пролете ребра $l = 5 \text{ мтр.}$, и расстоянии между ребрами 1,5 мтр. на кв. метр перекрытия идет железа $g = 6,228 \text{ кгр.}$
бетона $v = 0,123 \text{ мтр.}^3$
тогда как при расстоянии между ребрами $l = 3,5 \text{ мтр.}$ пошло бы железа $g = 8,986 \text{ кгр.}$
бетона $v = 0,183 \text{ мтр.}^3$

Цены на железо и бетон см. стр. 46.

№ 15. Таблица коэффициентов для расчета плит и балок прямоугольного сечения с одиночной арматурой.

Положение нейтральной оси $x = a_1 h$ Полезная высота $h = a_2 \sqrt{\frac{M}{b}}$ Сечение арматуры $f = a_3 \sqrt{Mb} = a_3 b \sqrt{\frac{M}{b}}$

Примечание. Если момент M выражен в кгр. см., то коэффициенты берутся из таблицы без изменений. Если момент выражен в кгр. мтр., то коэффициенты a_1 и a_2 берутся без изменений, а коэффициент a_3 умножается на 100. Напр., для $\sigma_c = 1200$ кгр./см.² и $\sigma_b = 40$ кгр./см.² при M в кгр. см. надо взять $a_1 = 0,333$, $a_2 = 0,411$ и $a_3 = 0,228$. Применение этой таблицы см. стр. 146. Эта таблица годится и для тавровых сечений, когда $x \leq d$, т. е. когда нейтральная ось лежит в пределах плиты.

σ_b	σ_c										
	1200	1190	1000	950	900	850	800	750	700	600	500
50 $\left\{ \begin{array}{l} a_1 = \\ a_2 = \\ a_3 = \end{array} \right.$	0,385	0,405	0,429	0,441	0,455	0,468	0,484	0,500	0,517	0,555	0,600
	0,345	0,338	0,330	0,326	0,322	0,318	0,314	0,310	0,306	0,297	0,288
	0,00277	0,00311	0,00352	0,00379	0,00407	0,00439	0,00475	0,00518	0,00565	0,00688	0,00863
45 $\left\{ \begin{array}{l} a_1 = \\ a_2 = \\ a_3 = \end{array} \right.$	0,369	0,380	0,403	0,416	0,429	0,442	0,458	0,473	0,491	0,529	0,575
	0,375	0,367	0,357	0,352	0,348	0,343	0,339	0,334	0,329	0,319	0,309
	0,00254	0,00284	0,00324	0,00347	0,00373	0,00402	0,00436	0,00475	0,00520	0,00634	0,00800
40 $\left\{ \begin{array}{l} a_1 = \\ a_2 = \\ a_3 = \end{array} \right.$	0,333	0,353	0,375	0,387	0,400	0,413	0,429	0,445	0,461	0,500	0,545
	0,411	0,400	0,390	0,385	0,380	0,374	0,368	0,363	0,358	0,346	0,333
	0,00228	0,00258	0,00293	0,00314	0,00337	0,00363	0,00397	0,00432	0,00474	0,00576	0,00757
38 $\left\{ \begin{array}{l} a_1 = \\ a_2 = \\ a_3 = \end{array} \right.$	0,322	0,341	0,363	0,375	0,388	0,402	0,416	0,432	0,448	0,487	0,533
	0,428	0,417	0,406	0,401	0,395	0,389	0,383	0,377	0,370	0,357	0,345
	0,00218	0,00248	0,00280	0,00300	0,00323	0,00349	0,00378	0,00413	0,00454	0,00557	0,00704
36 $\left\{ \begin{array}{l} a_1 = \\ a_2 = \\ a_3 = \end{array} \right.$	0,310	0,329	0,351	0,363	0,375	0,389	0,403	0,419	0,434	0,474	0,519
	0,447	0,435	0,423	0,419	0,411	0,405	0,399	0,393	0,386	0,371	0,358
	0,00208	0,00236	0,00267	0,00286	0,00308	0,00333	0,00362	0,00395	0,00434	0,00532	0,00674
35 $\left\{ \begin{array}{l} a_1 = \\ a_2 = \\ a_3 = \end{array} \right.$	0,304	0,323	0,344	0,356	0,368	0,382	0,396	0,412	0,428	0,467	0,512
	0,457	0,445	0,432	0,427	0,420	0,413	0,408	0,401	0,393	0,378	0,354
	0,00203	0,00238	0,00261	0,00279	0,00301	0,00326	0,00354	0,00386	0,00424	0,00521	0,00660
34 $\left\{ \begin{array}{l} a_1 = \\ a_2 = \\ a_3 = \end{array} \right.$	0,298	0,317	0,338	0,350	0,362	0,375	0,389	0,405	0,422	0,459	0,505
	0,468	0,456	0,443	0,437	0,430	0,423	0,417	0,410	0,402	0,386	0,372
	0,00198	0,00224	0,00251	0,00272	0,00293	0,00318	0,00345	0,00376	0,00413	0,00509	0,00646
32 $\left\{ \begin{array}{l} a_1 = \\ a_2 = \\ a_3 = \end{array} \right.$	0,286	0,304	0,325	0,336	0,348	0,360	0,375	0,390	0,407	0,444	0,489
	0,492	0,480	0,464	0,459	0,452	0,443	0,436	0,429	0,421	0,404	0,390
	0,00188	0,00211	0,00242	0,00258	0,00279	0,00301	0,00327	0,00357	0,00392	0,00484	0,00615

30	$\begin{cases} a_1 = \\ a_2 = \\ a_3 = \end{cases}$	0.273 0.519 0.00177	0.290 0.504 0.00199	0.310 0.490 0.00228	0.321 0.483 0.00244	0.333 0.475 0.00264	0.346 0.467 0.00283	0.360 0.459 0.00309	0.375 0.451 0.00338	0.391 0.443 0.00371	0.428 0.425 0.00457	0.473 0.409 0.00590
28	$\begin{cases} a_1 = \\ a_2 = \\ a_3 = \end{cases}$	0.259 0.550 0.00166	0.276 0.534 0.00188	0.296 0.518 0.00214	0.306 0.510 0.00229	0.318 0.502 0.00247	0.331 0.493 0.00268	0.344 0.484 0.00291	0.359 0.476 0.00318	0.375 0.467 0.00350	0.411 0.449 0.00430	0.456 0.430 0.00552
26	$\begin{cases} a_1 = \\ a_2 = \\ a_3 = \end{cases}$	0.245 0.585 0.00155	0.262 0.568 0.00176	0.281 0.550 0.00200	0.291 0.541 0.00215	0.302 0.532 0.00232	0.314 0.523 0.00251	0.328 0.513 0.00273	0.342 0.504 0.00299	0.358 0.495 0.00328	0.394 0.475 0.00403	0.435 0.453 0.00516
25	$\begin{cases} a_1 = \\ a_2 = \\ a_3 = \end{cases}$	0.238 0.604 0.00150	0.254 0.586 0.00169	0.273 0.568 0.00194	0.283 0.558 0.00208	0.294 0.549 0.00224	0.306 0.540 0.00242	0.319 0.530 0.00264	0.333 0.519 0.00289	0.348 0.510 0.00317	0.384 0.489 0.00390	0.428 0.466 0.00499
24	$\begin{cases} a_1 = \\ a_2 = \\ a_3 = \end{cases}$	0.231 0.626 0.00144	0.247 0.607 0.00163	0.265 0.588 0.00187	0.275 0.577 0.00200	0.286 0.567 0.00216	0.298 0.558 0.00234	0.310 0.547 0.00255	0.324 0.536 0.00279	0.339 0.526 0.00306	0.375 0.504 0.00377	0.418 0.481 0.00482
22	$\begin{cases} a_1 = \\ a_2 = \\ a_3 = \end{cases}$	0.216 0.674 0.00133	0.231 0.654 0.00151	0.248 0.632 0.00173	0.258 0.621 0.00185	0.268 0.610 0.00200	0.280 0.599 0.00217	0.292 0.586 0.00236	0.306 0.575 0.00258	0.320 0.564 0.00283	0.355 0.540 0.00347	0.398 0.514 0.00450
20	$\begin{cases} a_1 = \\ a_2 = \\ a_3 = \end{cases}$	0.200 0.732 0.00122	0.214 0.709 0.00138	0.231 0.686 0.00159	0.240 0.673 0.00170	0.250 0.660 0.00184	0.261 0.648 0.00199	0.273 0.635 0.00217	0.286 0.622 0.00237	0.300 0.609 0.00260	0.333 0.582 0.00322	0.375 0.554 0.00412
18	$\begin{cases} a_1 = \\ a_2 = \\ a_3 = \end{cases}$	0.184 0.805 0.00110	0.197 0.777 0.00126	0.213 0.750 0.00145	0.221 0.736 0.00154	0.231 0.723 0.00167	0.241 0.709 0.00181	0.252 0.694 0.00198	0.265 0.679 0.00216	0.278 0.664 0.00237	0.310 0.633 0.00300	0.350 0.603 0.00375
15	$\begin{cases} a_1 = \\ a_2 = \\ a_3 = \end{cases}$	0.158 0.945 0.00093	0.170 0.916 0.00105	0.184 0.881 0.00121	0.192 0.861 0.00130	0.200 0.845 0.00140	0.209 0.831 0.00152	0.220 0.813 0.00166	0.231 0.791 0.00183	0.243 0.775 0.00201	0.273 0.733 0.00250	0.310 0.694 0.00321
12	$\begin{cases} a_1 = \\ a_2 = \\ a_3 = \end{cases}$	0.130 1.168 0.00075	0.141 1.111 0.00086	0.153 1.071 0.00099	0.159 1.051 0.00106	0.167 1.029 0.00114	0.175 1.007 0.00124	0.184 0.983 0.00135	0.193 0.959 0.00149	0.204 0.935 0.00164	0.231 0.887 0.00203	0.248 0.832 0.00258
10	$\begin{cases} a_1 = \\ a_2 = \\ a_3 = \end{cases}$	0.111 1.368 0.00063	0.120 1.318 0.00072	0.130 1.267 0.00083	0.136 1.240 0.00089	0.143 1.213 0.00096	0.150 1.184 0.00105	0.158 1.159 0.00114	0.167 1.128 0.00125	0.176 1.098 0.00138	0.200 1.038 0.00171	0.231 0.977 0.00219

№ 16. Таблица для определения расстояния нейтральной оси x при любом сечении и плеча внутренних сил z для прямоугольных сечений с одиночной арматурой.

В этой таблице следует обратить внимание на то, что коэффициенты для x и z при одинаковом отношении $\frac{\sigma_e}{\sigma_b}$ попарно равны.

Так, при $\frac{\sigma_e}{\sigma_b} = \frac{1200}{40} = 30$ и $\frac{\sigma_e}{\sigma_b} = \frac{900}{30} = 30$, коэффициент для $x = 0,333$

и для $z = 0,887$. Следовательно, с помощью этой таблицы можно определять коэффициенты и для напряжений, не указанных в таблице.

Напр., требуется найти коэффициенты для x и z при напряжениях $\frac{\sigma_e}{\sigma_b} = \frac{600}{40} = 15$.

Тогда, исходя из определенного напряжения железа, например,

$\sigma_e = 900$ кгр./см.², находим из выражения $\frac{\sigma_e}{\sigma_{bx}} = \frac{900}{\sigma_{bx}} = 15$, $\sigma_{bx} = \frac{900}{15} = 60$.

Значениям $\sigma_b = 900$ и $\sigma_b = 60$ в таблице соответствует

$$x = 0,500 h \text{ и}$$

$$z = h - \frac{x}{3} = 0,833 h.$$

Эти же x и z соответствуют и $\frac{\sigma_e}{\sigma_b} = \frac{600}{40}$.

Кроме того, из этой таблицы видно, что величина z при ходовых напряжениях $\sigma_b = 30$ до 40 кгр./см.² меняется мало, а именно, в пределах $z = 0,889 h$ до $0,909 h$.

Поэтому часто принимают $z = 0,9 h$.

$$n = 15.$$

σ_b в кгр./см. ²	$\sigma_e = 1200$ кгр./см. ²		$\sigma_e = 1000$ кгр./см. ²		$\sigma_e = 900$ кгр./см. ²		$\sigma_e = 750$ кгр./см. ²	
	x в см.	$z = h - \frac{x}{3}$ в см.	x в см.	$z = h - \frac{x}{3}$ в см.	x в см.	$z = h - \frac{x}{3}$ в см.	x в см.	$z = h - \frac{x}{3}$ в см.
20	0,200 . h	0,933 . h	0,231 . h	0,923 . h	0,250 . h	0,915 . h	0,287 . h	0,905 . h
25	238	921	273	909	294	902	333	889
30	273	909	310	897	333	889	375	875
35	304	898	344	885	368	877	412	863
40	333	889	375	875	400	867	444	852
45	360	880	403	866	429	857	474	842
50	385	872	429	857	455	848	500	833
55	408	864	452	849	478	840	522	826
60	429	857	473	842	500	833	542	819

№ 17. Таблица для определения полезной высоты h и сечения арматуры для плит шириной 100 см. по данному моменту.

Эта таблица составлена применительно к немецким нормам, по которым для плит толщиной до $d = 10$ см. (или полезной $h \approx 8,5$ см.) допускаемые напряжения бетона и железа понижаются, а именно вместо $\sigma_b = 40$ и $\sigma_s = 1200$ принимаются $\sigma_b = 35$ и $\sigma_s = 1000$ кгр./см.².

Пользуются этой таблицей так. Положим, требуется найти h и f по моменту $M = 100000$ кгр. см.

По таблице находим $h = 13,0$ см. (или $d = 15$ см.)

$f = 8 \phi 12$ мм. (на каждый 1,0 мтр. ширины).

В таблице приведена небольшая толщина плиты $h = 18,4$ см., т. к. более толстые плиты невыгодны. Таблица показывает еще, как следует менять диаметр стержней с увеличением толщины плиты, при условии, чтобы на каждый погонный метр плиты было, как это требуется немецкими нормами, не менее 7 шт. стержней.

M в кгр./см.	Расчетные значения		Размеры		Допускаем. напряжен.
	h в см.	f в см. ²	Толщина в см.	Арматура: количество и диаметр	
10 000	4,33	2,61	6	7 стержн.	7
12 000	4,75	2,87	6,5	7 ¹ / ₂ »	7
14 000	5,13	3,09	6,5	8 »	7
16 000	5,48	3,31	7	8 ¹ / ₂ »	7
18 000	5,82	3,50	7,5	7 »	8
20 000	6,13	3,69	7,5	7 ¹ / ₂ стержн.	8
22 000	6,44	3,87	8	8 »	8
24 000	6,72	4,05	8,5	8 »	8
26 000	7,00	4,21	8,5	8 ¹ / ₂ »	8
28 000	7,26	4,37	9	7 »	9
30 000	7,52	4,52	9	7 ¹ / ₂ стержн.	9
32 000	7,77	4,67	9,5	7 ¹ / ₂ »	9
34 000	8,01	4,82	9,5	8 »	9
36 000	8,23	4,96	10	8 »	9
38 000	8,46	5,09	10	8 »	9
40 000	8,57	5,22	10	7 стержн.	10
50 000	9,18	5,10	11	7 »	10
60 000	10,1	5,59	12	7 »	10
70 000	10,9	6,03	13	8 »	10
80 000	11,6	6,45	13	8 ¹ / ₂ »	10
90 000	12,3	6,84	14	9 »	10
100 000	13,0	7,22	15	9 стержн.	10
110 000	13,6	7,56	15	10 »	10
120 000	14,2	7,91	16	7 »	12
130 000	14,8	8,22	17	7 ¹ / ₂ »	12
140 000	15,4	8,53	17	8 »	12
150 000	15,9	8,83	18	8 стержн.	12
160 000	16,4	9,13	18	8 ¹ / ₂ »	12
170 000	16,9	9,41	19	8 ¹ / ₂ »	12
180 000	17,4	9,68	19	9 »	12
190 000	17,9	9,94	20	9 »	12
200 000	18,4	10,21	20	9 ¹ / ₂ »	12

σ_b = 1000, σ_s = 35 кгр./см.²

σ_b = 1200, σ_s = 40 кгр./см.²

№ 18. Таблица для определения напряжений в плитах и балках прямоугольного сечения и в тавровых сечениях при $x \leq d$ с одиночной арматурой.

Применение этой таблицы см. стр. 150. Для b принимается: в плитах $b=100$ см., в балках—ширина балки, в тавровых сечениях—ширина плиты, определяемая по изложенному на стр. 63. Все величины в этой таблице выражаются в см., а момент в кгp. см.

$m = \frac{bh}{f}$	x в см.	σ_b в кгp./см. ²	σ_e в кгp./см. ²
100	0,418 h	5,561 $\frac{M}{bh^2}$	116,2 $\frac{M}{bh^2} = 20,894 \sigma_b$
105	0,410	5,645	121,6 = 21,548
110	0,403	5,728	127,1 = 22,186
115	0,397	5,810	132,5 = 22,810
120	0,390	5,890	138,0 = 23,423
125	0,384	5,968	143,4 = 24,024
130	0,379	6,045	148,8 = 24,612
135	0,373	6,120	154,2 = 25,191
140	0,368	6,195	159,6 = 25,760
145	0,363	6,268	165,0 = 26,320
150	0,358	6,340	170,3 = 26,870
155	0,354	6,411	175,7 = 27,411
160	0,349	6,480	181,1 = 27,943
165	0,345	6,549	186,4 = 28,468
170	0,341	6,617	191,8 = 28,987
175	0,337	6,684	197,2 = 29,496
180	0,333	6,750	202,5 = 30,000
185	0,330	6,816	207,9 = 30,497
190	0,326	6,878	213,1 = 30,987
195	0,323	6,943	218,5 = 31,471
200	0,319	7,008	223,9 = 31,949
205	0,316	7,068	229,2 = 32,422
210	0,313	7,130	234,5 = 32,889
215	0,310	7,190	239,8 = 33,350
220	0,307	7,250	245,1 = 33,807
225	0,305	7,309	250,4 = 34,259
230	0,302	7,368	255,7 = 34,706
235	0,299	7,427	261,0 = 35,146
240	0,297	7,484	266,3 = 35,584
245	0,294	7,542	271,6 = 36,017
250	0,292	7,598	276,9 = 36,445
255	0,289	7,654	282,2 = 36,871
260	0,287	7,709	287,5 = 37,292
265	0,285	7,764	292,8 = 37,708
270	0,282	7,819	298,1 = 38,121
275	0,280	7,873	303,3 = 38,529

№ 19. Таблица (таблицы Гейера)

для определения полезной высоты и сечения арматуры для плит и балок прямоугольного сечения и тавровых сечений при $x \leq d$ с двойной арматурой

Применение этой таблицы см. стр. 154; дополнение к ней см. стр. 237. Здесь для b принимается: для плит $b = 100$ см., для балок—ширина ее в см., в тавровых сечениях—ширина плиты, определяемая по изложенному на стр. 63. Все величины этой таблицы выражаются в см., момент в кгр. см.

$$x = \varphi \cdot h \quad h = \mu \sqrt{\frac{M}{b}}$$

$$f = \rho \cdot b \cdot h \quad f_1 = a \cdot f \cdot \frac{\frac{2}{3}x}{x-a}$$

$\sigma_e = 1000$ кгр./см².

σ_b	25		36		37		38	
	0,344		0,351		0,357		0,363	
φ								
α	μ	ρ	μ	ρ	μ	ρ	μ	ρ
0,0	0,433	0,00602	0,424	0,00632	3,414	0,00661	0,406	0,00690
1	426	624	416	655	406	686	398	717
2	418	648	408	681	398	713	390	747
3	410	673	400	709	390	743	382	778
4	402	700	392	738	382	776	374	813
0,5	0,394	0,00730	0,383	0,00771	0,374	0,00811	0,365	0,00852
6	385	762	375	807	365	849	357	893
7	376	798	366	845	357	892	348	940
8	367	836	357	888	348	938	339	992
9	358	879	348	935	338	990	329	1049
1,0	0,349	0,00926	0,339	0,00988	0,329	0,01049	0,320	0,01112
1,1	340	980	329	1046	319	1113	309	1185
1,2	330	1039	319	1113	309	1188	299	1268
1,3	320	1105	309	1189	298	1272	288	1364
1,4	309	1180	298	1275	288	1370	277	1473
1,5	0,299	0,01270	0,287	0,01375	0,276	0,01484	0,266	0,01604

σ_b	39		40		41		42	
	0,369		0,375		0,380		387	
φ								
α	μ	ρ	μ	ρ	μ	ρ	μ	ρ
0,0	0,398	0,00720	0,390	0,00750	0,384	0,00779	0,376	0,00813
1	390	749	382	782	375	813	368	849
2	382	780	374	815	367	849	360	888
3	374	815	366	853	359	888	352	930
4	366	853	358	893	350	932	343	978
0,5	0,357	0,00894	0,349	0,00938	0,342	0,00980	0,334	0,01029
6	348	940	340	987	333	1032	325	1086
7	339	990	331	1042	324	1092	316	1151
8	330	1046	322	1103	314	1160	306	1224
9	321	1108	312	1172	304	1235	296	1307
1,0	0,311	0,01180	0,302	0,01250	0,294	0,01320	0,286	0,01401
1,1	301	1260	292	1340	284	1418	275	1511
1,2	290	1352	281	1443	273	1533	265	1640
1,3	279	1459	270	1563	262	1668	253	1790
1,4	268	1583	259	1705	250	1830	241	1972
1,5	0,256	0,01733	0,247	0,01875	0,238	0,02025	0,229	0,02200

$\sigma_e=1000$ кгр./см².

Продолжение таблицы № 19.

σ_b	43		44		45		46	
	0,392		0,397		0,402		0,408	
	μ	ρ	μ	ρ	μ	ρ	μ	ρ
0,0	0,370	0,00843	0,364	0,00873	0,358	0,009045	0,351	0,009384
1	362	881	356	914	349	947	343	984
2	354	922	347	958	341	994	335	1033
3	345	968	339	1007	333	1045	326	1089
4	336	1018	330	1060	324	1102	317	1150
0,5	0,327	0,01074	0,321	0,01120	0,315	0,01168	0,308	0,01219
6	318	1136	312	1185	305	1240	299	1297
7	309	1205	302	1262	296	1320	289	1384
8	299	2285	293	1348	286	1413	279	1485
9	289	1375	283	1445	276	1520	269	1600
1,0	0,279	0,01480	0,272	0,01560	0,265	0,01645	0,258	0,01738
1,1	268	1600	261	1690	254	1790	247	1900
1,2	257	1740	250	1850	242	1967	235	2095
1,3	245	1912	238	2040	230	218	223	233
1,4	233	2120	225	2270	217	244	210	264
1,5	0,220	0,02375	0,212	0,02570	0,204	0,0278	0,196	0,0303

σ_b	47		48		49		50	
	0,412		0,419		0,424		0,429	
	μ	ρ	μ	ρ	μ	ρ	μ	ρ
0,0	0,346	0,00971	0,341	0,01005	0,335	0,0104	0,329	0,01072
1	338	1018	332	1056	327	109	321	113
2	329	1070	323	1110	318	115	313	119
3	320	1130	314	1175	309	122	304	126
4	312	1195	306	124	300	129	295	134
0,5	0,302	0,01270	0,296	0,0132	0,291	0,0138	0,286	0,0143
6	293	1352	287	141	281	148	276	153
7	283	1447	277	152	271	1585	266	165
8	273	1555	267	163	261	171	255	179
9	262	1680	256	177	250	186	245	195
1,0	0,252	0,01832	0,245	0,0194	0,239	0,0204	0,233	0,0215
1,1	240	2010	233	213	227	226	221	239
1,2	228	2230	222	237	215	253	208	269
1,3	216	2495	209	267	202	287	195	307
1,4	202	2840	195	307	188	332	181	358
1,5	0,188	0,03290	0,180	0,0359	0,172	0,0393	0,165	0,0430

$\sigma_e=1200$ кгр./см².

σ_b	35		36		37		38	
	0,304		0,310		0,316		0,322	
	μ	ρ	μ	ρ	μ	ρ	μ	ρ
0,0	0,457	0,00443	0,447	0,00465	0,438	0,00487	0,428	0,00510
1	451	457	441	479	431	502	421	526
2	444	471	434	495	424	519	414	543
3	437	486	427	511	417	537	408	564
4	430	502	420	528	411	555	400	584
0,5	0,423	0,00519	0,412	0,00537	0,402	0,00576	0,393	0,00606
6	415	538	405	567	395	598	385	630
7	408	558	398	589	388	621	378	655
8	400	579	390	611	380	647	370	683
9	393	601	382	637	372	674	362	714
1,0	0,385	0,00626	0,374	0,00664	0,364	0,00704	0,354	0,00747
1,1	377	653	366	694	356	737	346	783
1,2	369	683	358	727	347	773	337	824
1,3	360	715	349	762	338	813	328	867
1,4	352	750	340	801	330	857	319	916
1,5	0,243	0,00789	0,232	0,00845	0,221	0,00907	0,210	0,00972

$\sigma_r = 1200 \text{ кг. см}^2$.

Окончание таблицы № 19.

σ_b	39		40		41		42	
	0,328		0,333		0,388		0,344	
	μ	ρ	μ	ρ	μ	ρ	μ	ρ
0,0	0,419	0,00533	0,411	0,00555	0,403	0,00578	0,396	0,00602
1	412	550	404	574	396	598	388	624
2	406	570	397	595	389	620	381	647
3	398	590	390	616	382	643	374	673
4	391	612	382	641	374	669	367	700
0,5	0,382	0,00637	0,375	0,00666	0,367	0,00696	0,359	0,00739
6	376	662	367	694	360	724	351	769
7	368	690	359	725	352	759	343	7379
8	360	720	351	757	344	794	336	876
9	352	753	343	794	336	834	327	092
1,0	0,344	0,00790	0,335	0,00833	0,327	0,00877	0,318	0,00926
1,1	336	830	327	877	318	925	310	978
1,2	327	873	318	926	310	978	301	1038
1,3	318	923	309	980	301	1038	292	1105
1,4	309	978	300	1040	291	1105	282	1180
1,5	0,300	0,01040	0,290	0,01110	0,281	0,01182	0,272	0,01267

σ_b	43		44		45		46	
	0,350		0,354		0,360		0,365	
	μ	ρ	μ	ρ	μ	ρ	μ	ρ
0,0	0,388	0,00627	0,382	0,00648	0,375	0,00675	0,368	0,00699
1	380	650	374	673	368	701	361	727
2	373	675	367	700	360	730	354	758
3	366	702	360	730	353	760	346	790
4	359	732	352	760	345	794	339	826
0,5	0,351	0,00764	0,345	0,00794	0,338	0,00831	0,331	0,00865
6	344	799	337	832	330	871	323	909
7	336	837	329	873	322	915	315	956
8	328	879	321	919	313	965	307	1009
9	319	925	312	969	305	1019	298	1068
1,0	0,311	0,00977	0,304	0,01023	0,296	0,01080	0,289	0,01134
1,1	302	1035	295	1086	287	1149	280	1210
1,2	293	1100	286	1157	278	1227	271	1295
1,3	284	1173	276	1239	268	1317	261	1394
1,4	274	1257	266	1332	258	1421	251	1510
1,5	0,264	0,01355	0,256	0,01440	0,248	0,01543	0,240	0,01645

σ_b	47		48		49		50	
	0,370		0,375		0,380		0,385	
	μ	ρ	μ	ρ	μ	ρ	μ	ρ
0,0	0,362	0,00724	0,356	0,00750	0,351	0,00775	0,345	0,00802
1	355	753	349	780	344	808	338	837
2	348	786	342	814	336	844	331	875
3	340	821	334	852	329	883	323	917
4	333	858	326	893	321	926	315	963
0,5	0,325	0,00900	0,319	0,00937	0,313	0,00975	0,307	0,01013
6	317	947	311	987	305	1028	299	1070
7	309	998	303	1041	297	1085	291	1132
8	300	1055	294	1101	288	1151	282	1202
9	291	1118	285	1171	279	1226	273	1284
1,0	0,282	0,01190	0,276	0,01250	0,270	0,01310	0,263	0,01375
1,1	273	1272	267	1338	261	1407	254	1480
1,2	264	1365	257	1442	251	1520	244	1605
1,3	254	1475	247	1562	241	1652	234	1750
1,4	244	1600	236	1704	230	1810	223	1925
1,5	0,233	0,01755	0,225	0,01875	0,219	0,02000	0,211	0,02140

№ 20. Таблица для определения сечения арматуры по заданной конструктивной высоте плиты или балки с двойной арматурой.

Положение нейтральной оси (черт. 146) $x = c_1 h$

Сечение растянутой арматуры $f = c_2 \frac{M}{h}$

Сечение сжатой арматуры $f_1 = (c_3 f - c_4 b h) \frac{2x}{3(x - a')}$

Здесь M — в кгр. см. Применение этой таблицы см. стр. 99.

σ_b \ σ_s		1200	1000	900	750	600
40	$c_1 =$	<u>0.333</u>	0.375	0.400	0.444	0.500
	$c_2 =$	<u>0.00094</u>	0.00114	0.00128	0.00157	0.00200
	$c_3 =$	<u>3.0</u>	2.5	2.25	1.875	1.50
	$c_4 =$	<u>0.0166</u>	0.0187	0.0200	0.0222	0.0250
35	$c_1 =$	0.304	0.344	0.368	0.412	0.467
	$c_2 =$	0.00093	0.00113	0.00127	0.00155	0.00197
	$c_3 =$	3.43	2.86	2.57	2.14	1.71
	$c_4 =$	0.0152	0.0172	0.0184	0.0206	0.0233
30	$c_1 =$	0.273	0.310	0.333	0.375	0.429
	$c_2 =$	0.00092	0.00112	0.00125	0.00152	0.00194
	$c_3 =$	4.0	3.333	3.0	2.5	2.0
	$c_4 =$	0.0136	0.0155	0.0166	0.0187	0.0214
25	$c_1 =$	0.238	0.273	0.294	0.333	0.385
	$c_2 =$	0.00091	0.00110	0.00123	0.00150	0.00191
	$c_3 =$	4.8	4.0	3.6	3.0	2.4
	$c_4 =$	0.0119	0.0136	0.0147	0.0166	0.0192
20	$c_1 =$	0.200	0.231	0.250	0.286	0.333
	$c_2 =$	0.00089	0.00108	0.00121	0.00147	0.00187
	$c_3 =$	6.0	5.0	4.5	3.75	3.0
	$c_4 =$	0.0100	0.0115	0.0125	0.0143	0.0166
15	$c_1 =$	0.158	0.184	0.200	0.231	0.273
	$c_2 =$	0.00088	0.00107	0.00119	0.00144	0.00183
	$c_3 =$	8.0	6.67	6.0	5.0	4.0
	$c_4 =$	0.0079	0.0092	0.0100	0.0115	0.0136

№ 21. Таблица для определения полезной высоты h и плеча внутренних сил z в тавровых сечениях при $x \geq d$ с одиночной арматурой.

Применение этой таблицы см. стр. 157. Дополнение к ней см. стр. 235.

$\sqrt{\frac{M}{b \cdot d^2}}$	$\sigma_c = 20 \text{ кгp./cm.}^2$																							
	0,125				0,150				0,175				0,200				0,225				0,250			
	h в см.		z в см.		h в см.		z в см.		h в см.		z в см.		h в см.		z в см.		h в см.		z в см.		h в см.		z в см.	
<u>6,83</u>	$0,732 \cdot \sqrt{\frac{M}{b}}$		$0,933 \cdot h$		$0,732 \cdot \sqrt{\frac{M}{b}}$		$0,933 \cdot h$		$0,732 \cdot \sqrt{\frac{M}{b}}$		$0,933 \cdot h$		$0,732 \cdot \sqrt{\frac{M}{b}}$		$0,933 \cdot h$		$0,732 \cdot \sqrt{\frac{M}{b}}$		$0,933 \cdot h$		$0,732 \cdot \sqrt{\frac{M}{b}}$		$0,933 \cdot h$	
8	742	937	742	937	742	937	742	937	742	937	742	937	742	937	742	937	742	937	742	937	742	937	742	937
9	755	941	755	940	754	940	754	940	754	940	754	940	754	940	752	940	752	940	751	940	751	940	751	940
10	772	945	772	943	771	943	770	943	770	943	768	943	768	943	768	943	766	943	766	943	766	943	766	943
11	791	948	793	946	790	946	787	946	787	946	785	946	785	946	785	946	783	946	783	946	783	946	783	946
12	817	951	815	950	811	950	807	949	807	949	803	949	803	949	803	949	800	949	800	948	800	948	800	948
13	841	954	837	953	831	953	826	952	826	952	821	951	821	951	821	951	817	951	817	950	817	950	817	950
14	866	957	860	956	853	956	847	955	847	955	840	954	840	954	840	953	834	953	834	952	834	952	834	952
15	891	960	883	959	875	959	867	957	867	956	859	956	859	956	859	954	851	954	851	953	851	953	851	953
16	917	962	906	961	897	961	887	959	887	958	877	958	877	958	877	955	868	955	868	954	868	954	868	954
17	944	963	932	962	919	962	907	960	907	959	896	959	896	959	896	957	885	957	885	956	885	956	885	956
18					941	961	927	961	927	960	915	960	915	960	915	959	902	959	902	958	902	958	902	958
19					963	962	947	962	947	961	934	961	934	961	934	960	919	960	919	959	919	959	919	959
20					985	962	967	962	967	961	952	961	952	961	952	960	936	960	936	959	936	959	936	959

$b_1 : b$

Таблица № 21 (продолжение).

$\sqrt{\frac{M}{b \cdot d^2}}$	$\sigma_c = 1200 \text{ кг./см.}^2$											
	$\sigma_b = 25 \text{ кг./см.}^2$						$\sigma_b = 1200 \text{ кг./см.}^2$					
	$b_1 : b$											
	0,125		0,150		0,175		0,200		0,225		0,250	
	h	z	h	z	h	z	h	z	h	z	h	z
	в см.	в см.	в см.	в см.	в см.	в см.	в см.	в см.	в см.	в см.	в см.	в см.
<u>6,95</u>	$0,604 \cdot \sqrt{\frac{M}{b}}$	$0,921 \cdot h$	$0,604 \cdot \sqrt{\frac{M}{b}}$	$0,921 \cdot h$	$0,604 \cdot \sqrt{\frac{M}{b}}$	$0,921 \cdot h$	$0,604 \cdot \sqrt{\frac{M}{b}}$	$0,921 \cdot h$	$0,604 \cdot \sqrt{\frac{M}{b}}$	$0,921 \cdot h$	$0,604 \cdot \sqrt{\frac{M}{b}}$	$0,921 \cdot h$
8	611	926	611	926	611	926	611	926	611	926	611	926
9	621	930	621	930	620	930	619	929	619	929	619	929
10	634	934	633	933	631	933	631	932	630	932	630	932
11	651	938	650	937	648	937	646	936	645	936	644	936
12	670	941	668	940	665	940	662	939	660	939	657	938
13	689	945	686	944	681	943	678	942	674	942	670	941
14	709	948	704	947	698	946	694	945	689	944	684	943
15	729	951	722	950	716	949	710	947	703	946	698	945
16	749	954	740	953	733	951	725	949	718	948	711	946
17	769	956	759	955	750	953	740	951	733	950	725	948
18					767	954	756	952	747	951	739	949
19					784	955	773	953	763	952	752	950
20					801	955	790	954	779	953	765	951

Таблица № 21 (продолжение).

$\sqrt{\frac{M}{b \cdot d^2}}$	$\sigma_b = 30 \text{ кгp./см.}^2$						$\sigma_c = 1200 \text{ кгp./см.}^2$					
	$b_1 : b$											
	0,125		0,150		0,175		0,200		0,225		0,250	
h в см.	z в см.	h в см.	z в см.	h в см.	z в см.	h в см.	z в см.	h в см.	z в см.	h в см.	z в см.	
$0,519 \cdot \sqrt{\frac{M}{b}}$	$0,909 \cdot h$	$0,519 \cdot \sqrt{\frac{M}{b}}$	$0,909 \cdot h$	$0,519 \cdot \sqrt{\frac{M}{b}}$	$0,909 \cdot h$	$0,519 \cdot \sqrt{\frac{M}{b}}$	$0,909 \cdot h$	$0,519 \cdot \sqrt{\frac{M}{b}}$	$0,909 \cdot h$	$0,519 \cdot \sqrt{\frac{M}{b}}$	$0,909 \cdot h$	
7,06	915	524	915	524	915	524	914	524	914	$0,519 \cdot \sqrt{\frac{M}{b}}$	909, h	
8	919	531	919	531	919	531	918	530	918	524	914	
9	923	542	923	542	923	540	922	539	922	529	918	
10	927	554	927	553	927	552	926	551	926	538	922	
11	932	569	931	567	931	565	930	563	929	550	925	
12	936	584	935	581	934	578	933	575	932	561	928	
13	940	600	939	596	937	592	936	588	935	573	931	
14	943	615	942	610	940	605	938	601	937	585	934	
15	946	631	944	624	942	619	940	613	939	596	936	
16	946	646	946	638	944	632	942	625	941	608	938	
17	946	667	947	653	946	645	944	638	943	619	939	
18	946	683	947	667	947	659	945	650	944	631	941	
19	946		948	674	948	674	946	664	944	642	942	
20										654	942	

Таблица № 21 (продолжение).

 $\sigma_b = 35 \text{ кгp./см.}^2$ $[\sigma_c = 1200 \text{ кгp./см.}^2$ $b_1 : b$

$\sqrt{\frac{M}{b \cdot d^2}}$	0,125		0,150		0,175		0,200		0,225		0,250	
	h в см.	z в см.	h в см.	z в см.	h в см.	z в см.	h в см.	z в см.	h в см.	z в см.	h в см.	z в см.
<u>7,19</u>	$0,457 \cdot \sqrt{\frac{M}{b}}$	$0,898 \cdot h$	$0,457 \cdot \sqrt{\frac{M}{b}}$	$0,898 \cdot h$	$0,457 \cdot \sqrt{\frac{M}{b}}$	$0,898 \cdot h$	$0,457 \cdot \sqrt{\frac{M}{b}}$	$0,898 \cdot h$	$0,457 \cdot \sqrt{\frac{M}{b}}$	$0,898 \cdot h$	$0,457 \cdot \sqrt{\frac{M}{b}}$	$0,898 \cdot h$
8	460	903	460	903	460	903	460	903	460	903	460	903
9	466	908	466	908	465	908	465	908	465	908	464	907
10	475	913	475	913	474	912	473	912	473	912	472	911
11	485	918	484	917	484	916	483	916	482	916	481	915
12	498	923	497	922	496	921	494	920	492	920	491	918
13	511	928	509	927	507	925	505	924	502	923	500	922
14	525	932	522	931	519	929	516	928	513	926	510	925
15	540	936	535	934	531	932	528	930	524	929	520	928
16	554	939	548	937	544	935	539	933	534	932	530	931
17	568	942	561	939	556	937	551	935	545	934	540	932
18	582	944	574	941	568	939	562	937	556	935	550	933
19			580	940	580	940	574	938	567	936	560	934
20			592	941	592	941	586	939	578	937	570	935

Таблица № 21 (окончание).

$\sigma_b = 40 \text{ кг./см.}^2$

$\sigma_c = 1200 \text{ кг./см.}^2$

$b_1 : b$

$\sqrt{\frac{M}{b \cdot d^2}}$	0,125		0,150		0,175		0,200		0,225		0,250	
	h в см.	z в см.	h в см.	z в см.	h в см.	z в см.	h в см.	z в см.	h в см.	z в см.	h в см.	z в см.
<u>7,30</u>	$0,411 \cdot \sqrt{\frac{M}{b}}$	$0,889 \cdot h$	$0,411 \cdot \sqrt{\frac{M}{b}}$	$0,889 \cdot h$	$0,411 \cdot \sqrt{\frac{M}{b}}$	$0,889 \cdot h$	$0,411 \cdot \sqrt{\frac{M}{b}}$	$0,889 \cdot h$	$0,411 \cdot \sqrt{\frac{M}{b}}$	$0,889 \cdot h$	$0,411 \cdot \sqrt{\frac{M}{b}}$	$0,889 \cdot h$
8	413	892	413	892	413	892	413	892	413	892	413	892
9	417	897	417	897	417	897	417	897	417	897	416	896
10	426	902	426	902	425	902	424	902	424	902	423	900
11	434	908	433	907	432	906	431	906	431	906	430	904
12	445	914	443	913	442	912	441	911	440	910	439	909
13	456	919	455	918	453	917	451	915	450	914	448	913
14	467	924	466	922	464	920	461	919	459	917	457	916
15	489	929	477	926	475	924	471	922	468	921	466	920
16	492	932	488	929	484	927	480	925	477	924	474	923
17	505	935	500	932	495	930	490	928	486	926	482	925
18	518	938	512	935	506	932	500	930	496	928	492	926
19					516	934	510	931	505	929	500	927
20					527	935	520	932	515	930	508	928

№ 22. Таблица для определения напряжений в тавровых

$\mu = \frac{f}{bh}$	$\xi = \frac{x}{h}$ для							$\varphi = \frac{z_0}{h}$ для		
	$\frac{d}{h} = 0,10$	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	$\frac{d}{h} = 0,10$	0,15	0,20
0,0010	0,174	0,159	0,159	0,159	0,159	0,159	0,159	0,957	0,947	0,947
12	195	174	172	172	172	172	172	956	944	943
14	215	187	185	185	185	185	185	955	942	938
16	234	202	196	196	196	196	196	955	940	934
18	252	216	207	207	207	207	207	954	938	931
0,0020	0,269	0,229	0,217	0,217	0,217	0,217	0,217	0,954	0,937	0,929
22	286	242	228	226	226	226	226	954	936	927
24	302	254	238	235	235	235	235	954	935	925
26	317	266	247	243	243	243	243	953	934	923
28	331	277	256	252	252	252	252	953	933	921
0,0030	0,345	0,288	0,265	0,258	0,258	0,258	0,258	0,953	0,933	0,920
32	358	299	274	266	265	265	265	953	933	919
34	371	309	283	273	272	272	272	953	933	918
36	383	319	292	280	279	279	279	952	932	917
38	395	329	300	287	285	285	285	952	932	916
0,0040	0,407	0,338	0,308	0,294	0,292	0,292	0,292	0,952	0,932	0,916
42	418	348	316	301	298	298	298	952	932	915
44	428	358	324	308	303	303	303	952	932	915
46	438	367	332	315	309	309	309	952	931	914
48	448	375	339	321	314	314	314	952	931	914
0,0050	0,457	0,383	0,346	0,327	0,320	0,319	0,319	0,952	0,931	0,913
52	466	391	353	334	326	324	324	952	931	913
54	475	399	360	340	331	329	329	952	931	913
56	484	407	367	346	336	333	333	952	930	912
58	492	415	373	352	341	338	338	952	930	912
0,0060	0,500	0,422	0,379	0,357	0,346	0,343	0,343	0,952	0,930	0,912
70	537	456	410	384	371	366	365	952	930	911
80	569	487	438	408	393	386	384	952	930	910
90	597	513	463	432	413	405	402	951	930	909
100	621	537	487	453	433	423	418	951	929	908
0,0110	0,642	0,559	0,507	0,473	0,452	0,439	0,433	0,951	0,929	0,908
120	661	579	526	491	470	455	448	951	929	908
130	678	598	544	508	486	470	462	951	929	907
140	694	615	561	524	501	484	476	951	929	907
150	708	630	577	538	515	497	488	951	929	907
0,0200	0,763	0,692	0,640	0,602	0,575	0,556	0,544	0,951	0,928	0,906
250	800	736	687	650	622	602	587	951	928	906
300	827	769	723	688	660	640	624	951	928	905

сечениях при $x > d$ Применение см. 160 стр.

$\xi = \frac{h_0}{h}$ для				$\beta = \frac{\sigma_e}{\sigma_b}$ для							$\mu = \frac{f}{bh}$
0,25	0,30	0,35	0,40	$\frac{d}{h} = 0,10$	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	
0,947	0,947	0,947	0,947	71,3	79,4	79,4	79,4	79,4	79,4	79,4	0,0010
943	943	943	943	61,9	71,3	71,9	71,9	71,9	71,9	71,9	12
938	938	938	938	54,7	65,3	66,1	66,1	66,1	66,1	66,1	14
934	934	934	934	49,1	59,2	61,4	61,4	61,4	61,4	61,4	16
931	931	931	931	44,7	54,4	57,5	57,5	57,5	57,5	57,5	18
0,928	0,928	0,928	0,928	40,8	50,6	54,2	54,2	54,2	54,2	54,2	0,0020
925	925	925	925	37,4	47,0	50,7	51,4	51,4	51,4	51,4	22
922	922	922	922	34,7	44,1	48,0	48,9	48,9	48,9	48,9	24
919	919	919	919	32,3	41,3	45,8	46,7	46,7	46,7	46,7	26
916	916	916	916	30,3	39,3	43,7	44,8	44,8	44,8	44,8	28
0,914	0,914	0,914	0,914	28,4	37,2	41,6	43,0	43,1	43,1	43,1	0,0030
912	912	912	912	26,8	35,2	39,7	41,3	41,5	41,5	41,5	32
910	909	909	909	25,4	33,6	37,9	39,8	40,1	40,1	40,1	34
908	907	907	907	24,2	32,1	36,4	38,5	38,8	38,8	38,8	36
907	905	905	905	22,9	30,6	35,0	37,2	37,6	37,6	37,6	38
0,906	0,903	0,903	0,903	21,8	29,3	33,7	36,0	36,5	36,5	36,5	0,0040
905	901	901	901	20,8	28,1	32,5	34,8	35,4	35,4	35,4	42
904	899	899	899	20,1	26,9	31,3	33,7	34,5	34,5	34,5	44
903	897	897	897	19,3	25,8	30,2	32,6	33,6	33,6	33,6	46
902	895	895	895	18,5	25,0	29,2	31,7	32,7	32,7	32,7	48
0,901	0,894	0,894	0,894	17,8	24,2	28,3	30,9	31,8	32,0	32,0	0,0050
900	892	892	892	17,2	23,4	27,4	30,1	31,1	31,2	31,2	52
899	891	890	890	16,6	22,6	26,6	29,3	30,3	30,5	30,5	54
898	890	889	889	16,0	21,9	25,9	28,5	29,7	29,9	29,9	56
897	889	887	887	15,5	21,2	25,2	27,8	29,0	29,2	29,2	58
0,897	0,888	0,886	0,886	15,0	20,6	24,6	27,1	28,3	28,6	28,6	0,0060
895	884	879	878	12,9	17,9	21,6	24,1	25,4	26,0	26,1	70
893	881	873	872	11,4	15,8	19,2	21,7	23,2	23,9	24,0	80
892	879	869	866	10,1	14,2	17,4	19,7	21,3	22,1	22,3	90
891	877	866	861	9,2	12,9	15,8	18,1	19,6	20,5	20,8	100
0,890	0,875	0,864	0,857	8,4	11,8	14,6	16,6	18,3	19,1	19,7	0,0110
889	873	861	854	7,7	10,9	13,5	15,6	16,9	18,0	18,5	120
887	872	859	851	7,1	10,1	12,6	14,5	15,9	16,9	17,5	130
886	871	858	848	6,6	9,4	11,7	13,6	15,0	15,0	16,5	140
885	870	857	846	6,2	8,8	11,0	12,8	14,1	15,2	15,7	150
0,885	0,868	0,852	0,839	4,7	6,7	8,4	9,9	11,1	12,0	12,6	0,0200
885	866	849	835	3,8	5,4	6,8	8,1	9,1	9,9	10,6	250
884	865	847	832	3,1	4,5	5,7	6,8	7,7	8,8	9,1	300

№ 23. Таблица сечений бетона и железа для колонн с поперечной арматурой в виде хомутов при разном процентном содержании p продольной арматуры.

Обычно применяется содержание арматуры $p = 0,008$ до $0,012$; см. об этом стр. 130. Применение этой таблицы см. стр. 118.

$p = \frac{F_c}{F_b}$	F_b в см. ²	F_c в см. ²	$p = \frac{F_c}{F_b}$	F_b в см. ²	F_c в см. ²
0,008	$0,893 \cdot \frac{P}{cb}$	$0,00714 \cdot \frac{P}{cb}$	0,021	$0,760 \cdot \frac{P}{cb}$	$0,01596 \cdot \frac{P}{cb}$
09	881	0793	22	751	1652
10	870	0870	23	743	1709
0,011	0,858	0,00914	24	735	1764
12	847	1016	25	727	1818
13	836	1087	0,026	0,719	0,01809
14	826	1156	27	711	1920
15	816	1224	28	704	1971
0,016	0,806	0,01290	29	697	2021
17	796	1353	30	690	2069
18	787	1417			
19	778	1478			
20	769	1538			

№ 24. Таблица для определения коэффициента уменьшения допускаемого напряжения на сжатие при продольном изгибе для прямоугольных стоек и колонн. Применение см. стр. 120.

(Заемствована из норм Госплана по железобетону).

$$\text{По формуле } \varphi = \frac{1}{1 + 0,000 \cdot \left(\frac{l}{\rho}\right)^2}$$

l — расчетная длина; ρ — наименьший радиус инерции сечения, равный $\sqrt{\frac{I}{\omega}}$; a — наименьший размер.

Процентное содержание арматуры.

$\frac{l}{a}$	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	0,458	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 определяются по интерполяции.

№ 25. Таблица (Wisselink'a), для расчета прямоугольных сечений при симметричной арматуре ($f = f_1$) и внецентренной нагрузке, для случая, когда нормальная сила проходит внутри ядра сечения.

Подробности об этой таблице и применение ее см. стр. 164. $c_b = 40$ кгр./см.² $n = 15$.

$$d = k N_1$$

$\frac{e}{N_1}$	$d = k N_1$										$\varphi = 0,030$	
	$\varphi = 0,008$	$\varphi = 0,010$	$\varphi = 0,012$	$\varphi = 0,014$	$\varphi = 0,016$	$\varphi = 0,018$	$\varphi = 0,020$	$\varphi = 0,022$	$\varphi = 0,024$	$\varphi = 0,026$		
0	0,0223 N_1	0,0217 N_1	0,0212 N_1	0,0207 N_1	0,0202 N_1	0,0197 N_1	0,0192 N_1	0,0188 N_1	0,0184 N_1	0,0180 N_1	0,0176 N_1	0,0172 N_1
0,0005	247	241	234	229	223	218	213	208	204	200	195	191
10	267	260	254	247	241	236	230	226	221	216	212	208
15	285	278	271	264	258	252	246	241	236	231	226	222
20	301	293	286	279	272	266	260	255	249	244	239	235
25	316	308	300	293	286	279	273	267	262	257	252	247
0,0030	00 330	0,0321	0,0313	0,0306	0,0298	0,0291	0,0285	0,0279	0,0273	0,0268	0,0263	0,0258
35	342	334	326	317	310	303	297	290	284	279	273	268
40	355	346	337	329	321	314	307	301	295	289	283	278
45	367	357	348	340	332	324	317	311	305	298	293	287
50	378	368	359	350	342	334	327	320	314	308	302	296
0,0055	0,0389	0,0379	0,0369	0,0360	0,0352	0,0344	0,0337	0,0329	0,0323	0,0317	0,0310	0,0307
60	400	389	379	370	362	353	346	338	332	325	319	313
65	409	399	389	379	371	362	354	347	340	333	327	321
70	419	408	398	388	379	371	362	355	348	341	335	328
75	428	417	406	397	388	379	371	363	356	349	343	336
80	437	425	415	405	396	387	379	371	364	356	350	343
Max.	446	435	424	413	403	394	385	376	368	360	352	345

№ 26. Таблица Элерса Применение см. стр. 171.

60	55	50	45	40	35	50																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																					
						1800	1650	1500	1350	1200	1050	900	750	600	450	300	150																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																										
335	350	367	386	410	438	0,005	0,005	0,003	0,003	0,039	0,121	0,269	0,462	0,710	1,041	1,475	2,010	2,640	3,370	4,200	5,130	6,170	7,320	8,580	9,960	11,460	13,090	14,850	16,750	18,790	20,970	23,300	25,790	28,440	31,260	34,260	37,440	40,800	44,350	48,100	52,060	56,240	60,660	65,330	70,260	75,460	80,940	86,710	92,780	99,160	105,860	112,900	120,290	128,040	136,170	144,690	153,610	162,950	172,720	182,930	193,590	204,720	216,330	228,430	241,030	254,150	267,800	282,000	296,760	312,090	328,010	344,530	361,670	379,450	397,890	416,990	436,770	457,250	478,450	499,390	521,080	543,540	566,780	590,830	615,700	641,420	667,990	695,440	723,790	753,060	783,270	814,440	846,690	880,040	914,500	950,090	986,840	1024,770	1063,900	1104,250	1145,840	1188,690	1232,820	1278,250	1325,000	1373,180	1422,820	1473,940	1526,570	1580,730	1636,450	1693,750	1752,650	1813,170	1875,330	1939,160	2004,690	2071,950	2140,970	2211,770	2284,370	2358,800	2435,090	2513,270	2593,370	2675,420	2759,460	2845,520	2933,630	3023,820	3116,120	3210,560	3307,170	3405,980	3507,030	3610,360	3715,990	3823,960	3934,300	4047,040	4162,210	4279,840	4399,970	4522,630	4647,860	4775,690	4906,150	5039,280	5175,100	5313,640	5454,930	5599,000	5745,880	5895,600	6048,190	6203,680	6362,110	6523,510	6687,910	6855,340	7025,840	7200,440	7378,180	7559,090	7743,200	7930,540	8121,240	8315,330	8512,840	8713,800	8917,250	9124,220	9334,740	9548,850	9766,580	9987,970	10213,050	10441,860	10674,430	10910,790	11150,980	11395,030	11643,080	11895,170	12151,340	12411,620	12676,050	12944,670	13217,510	13494,600	13776,080	14061,980	14352,330	14647,170	14946,540	15250,480	15558,930	15871,930	16189,510	16511,700	16838,540	17170,070	17506,330	17847,350	18193,160	18543,790	18899,280	19259,670	19624,990	20000,000	20380,000	20765,000	21155,000	21550,000	21950,000	22355,000	22765,000	23180,000	23600,000	24025,000	24455,000	24890,000	25330,000	25775,000	26225,000	26680,000	27140,000	27605,000	28075,000	28550,000	29030,000	29515,000	30005,000	30500,000	31000,000	31505,000	32015,000	32530,000	33050,000	33575,000	34105,000	34640,000	35180,000	35725,000	36275,000	36830,000	37390,000	37955,000	38525,000	39100,000	39680,000	40265,000	40855,000	41450,000	42050,000	42655,000	43265,000	43880,000	44500,000	45125,000	45755,000	46390,000	47030,000	47675,000	48325,000	48980,000	49640,000	50305,000	50975,000	51650,000	52330,000	53015,000	53705,000	54400,000	55100,000	55805,000	56515,000	57230,000	57950,000	58675,000	59405,000	60140,000	60880,000	61625,000	62375,000	63130,000	63890,000	64655,000	65425,000	66200,000	66980,000	67765,000	68555,000	69350,000	70150,000	70955,000	71765,000	72580,000	73400,000	74225,000	75055,000	75890,000	76730,000	77575,000	78425,000	79280,000	80140,000	81005,000	81875,000	82750,000	83630,000	84515,000	85405,000	86300,000	87200,000	88105,000	89015,000	89930,000	90850,000	91775,000	92705,000	93640,000	94580,000	95525,000	96475,000	97430,000	98390,000	99355,000	100325,000	101300,000	102280,000	103265,000	104255,000	105250,000	106250,000	107255,000	108265,000	109280,000	110290,000	111305,000	112325,000	113350,000	114380,000	115415,000	116455,000	117500,000	118550,000	119605,000	120665,000	121730,000	122800,000	123875,000	124955,000	126040,000	127130,000	128225,000	129325,000	130430,000	131540,000	132655,000	133775,000	134900,000	136030,000	137165,000	138305,000	139450,000	140600,000	141755,000	142915,000	144080,000	145250,000	146425,000	147605,000	148790,000	150000,000	151215,000	152435,000	153660,000	154890,000	156125,000	157365,000	158610,000	159860,000	161115,000	162375,000	163640,000	164910,000	166185,000	167465,000	168750,000	170040,000	171335,000	172635,000	173940,000	175250,000	176565,000	177885,000	179210,000	180540,000	181875,000	183215,000	184560,000	185910,000	187265,000	188625,000	189990,000	191360,000	192735,000	194115,000	195500,000	196890,000	198285,000	199685,000	201090,000	202500,000	203915,000	205335,000	206760,000	208190,000	209625,000	211065,000	212510,000	213960,000	215415,000	216875,000	218340,000	219810,000	221285,000	222765,000	224250,000	225740,000	227235,000	228735,000	230240,000	231750,000	233265,000	234785,000	236310,000	237840,000	239375,000	240915,000	242460,000	244010,000	245565,000	247125,000	248690,000	250260,000	251835,000	253415,000	255000,000	256590,000	258185,000	259785,000	261390,000	263000,000	264615,000	266235,000	267860,000	269490,000	271125,000	272765,000	274410,000	276060,000	277715,000	279375,000	281040,000	282710,000	284385,000	286065,000	287750,000	289440,000	291135,000	292835,000	294540,000	296250,000	297965,000	299685,000	301410,000	303140,000	304875,000	306615,000	308360,000	310110,000	311865,000	313625,000	315390,000	317160,000	318935,000	320715,000	322500,000	324290,000	326085,000	327885,000	329690,000	331500,000	333315,000	335135,000	336960,000	338790,000	340625,000	342465,000	344310,000	346160,000	348015,000	349875,000	351740,000	353610,000	355485,000	357365,000	359250,000	361140,000	363035,000	364935,000	366840,000	368750,000	370665,000	372585,000	374510,000	376440,000	378375,000	380315,000	382260,000	384210,000	386165,000	388125,000	390090,000	392060,000	394035,000	396015,000	398000,000	400000,000	402000,000	404000,000	406000,000	408000,000	410000,000	412000,000	414000,000	416000,000	418000,000	420000,000	422000,000	424000,000	426000,000	428000,000	430000,000	432000,000	434000,000	436000,000	438000,000	440000,000	442000,000	444000,000	446000,000	448000,000	450000,000	452000,000	454000,000	456000,000	458000,000	460000,000	462000,000	464000,000	466000,000	468000,000	470000,000	472000,000	474000,000	476000,000	478000,000	480000,000	482000,000	484000,000	486000,000	488000,000	490000,000	492000,000	494000,000	496000,000	498000,000	500000,000	502000,000	504000,000	506000,000	508000,000	510000,000	512000,000	514000,000	516000,000	518000,000	520000,000	522000,000	524000,000	526000,000	528000,000	530000,000	532000,000	534000,000	536000,000	538000,000	540000,000	542000,000	544000,000	546000,000	548000,000	550000,000	552000,000	554000,000	556000,000	558000,000	560000,000	562000,000	564000,000	566000,000	568000,000	570000,000	572000,000	574000,000	576000,000	578000,000	580000,000	582000,000	584000,000	586000,000	588000,000	590000,000	592000,000	594000,000	596000,000	598000,000	600000,000	602000,000	604000,000	606000,000	608000,000	610000,000	612000,000	614000,000	616000,000	618000,000	620000,000	622000,000	624000,000	626000,000	628000,000	630000,000	632000,000	634000,000	636000,000	638000,000	640000,000	642000,000	644000,000	646000,000	648000,000	650000,000	652000,000	654000,000	656000,000	658000,000	660000,000	662000,000	664000,000	666000,000	668000,000	670000,000	672000,000	674000,000	676000,000	678000,000	680000,000	682000,000	684000,000	686000,000	688000,000	690000,000	692000,000	694000,000	696000,000	698000,000	700000,000	702000,000	704000,000	706000,000	708000,000	710000,000	712000,000	714000,000	716000,000	718000,000	720000,000	722000,000	724000,000	726000,000	728000,000	730000,000	732000,000	734000,000	736000,000	738000,000	740000,000	742000,000	744000,000	746000,000	748000,000	750000,000	752000,000	754000,000	756000,000	758000,000	760000,000	762000,000	764000,000	766000,000	768000,000	770000,000	772000,000	774000,000	776000,000	778000,000	780000,000	782000,000	784000,000	786000,000	788000,000	790000,000	792000,000	794000,000	796000,000	798000,000	800000,000	802000,000	804000,000	806000,000	808000,000	810000,000	812000,000	814000,000	816000,000	818000,000	820000,000	822000,000	824000,000	826000,000	828000,000	830000,000	832000,000	834000,000	836000,000	838000,000	840000,000	842000,000	844000,000	846000,000	848000,000	850000,000	852000,000	854000,000	856000,000	858000,000	860000,000	862000,000	864000,000	866000,000	868000,000	870000,000	872000,000	874000,000	876000,000	878000,000	880000,000	882000,000	884000,000	886000,000	888000,000	890000,000	892000,000	894000,000	896000,000	898000,000	900000,000	902000,000	904000,000	906000,000	908000,000	910000,000	912000,000	914000,000	916000,000	918000,000	920000,000	922000,000	924000,000	926000,000	9280

286	298	313	330	350	374	0,507 0,756	0,433 0,831	0,353 0,922	0,267 1,181	0,175 1,373	0,074 1,373
282	294	309	325	345	369	0,561 0,778	0,487 0,854	0,405 0,948	0,319 1,065	0,226 1,212	0,125 1,410
278	290	304	320	340	363	0,617 0,800	0,542 0,878	0,460 0,975	0,373 1,095	0,280 1,246	0,177 1,448
274	286	300	316	335	358	0,676 0,823	0,601 0,904	0,517 1,003	0,430 1,126	0,335 1,281	0,232 1,488
270	281	295	311	330	353	0,738 0,847	0,662 0,931	0,578 1,032	0,488 1,158	0,394 1,319	0,290 1,530
265	277	291	306	325	347	0,802 0,872	0,725 0,957	0,640 1,062	0,550 1,192	0,454 1,356	0,350 1,573
261	273	286	302	320	342	0,870 0,900	0,782 0,987	0,705 1,094	0,518 1,366	0,413 1,619	0,299 1,924
257	268	282	297	315	337	0,941 0,928	0,862 1,018	0,775 1,128	0,683 1,261	0,548 1,439	0,432 1,667
253	264	277	292	310	331	1,015 0,957	0,935 1,059	0,847 1,163	0,754 1,303	0,655 1,483	0,548 1,717
249	260	273	287	305	326	1,092 0,988	1,011 1,083	0,923 1,200	0,829 1,345	0,708 1,515	0,620 1,770
245	256	268	283	300	321	1,175 1,020	1,092 1,119	1,001 1,239	0,908 1,387	0,807 1,578	0,697 1,826
241	252	264	278	295	315	1,261 1,054	1,176 1,156	0,990 1,280	0,888 1,433	0,776 1,629	0,658 1,884
237	247	259	273	290	310	1,350 1,090	1,267 1,195	1,173 1,323	0,977 1,482	0,862 1,682	0,742 1,946
233	243	255	269	285	305	1,446 1,129	1,360 1,237	1,265 1,638	1,168 1,531	1,063 1,738	0,950 2,010
229	239	250	264	280	299	1,547 1,168	1,459 1,280	1,363 1,416	1,264 1,586	1,159 1,800	1,043 2,078
225	234	246	250	275	294	1,652 1,210	1,564 1,325	1,467 1,466	1,366 1,641	1,260 1,863	1,142 2,151
220	230	241	254	270	289	1,764 1,254	1,675 1,374	1,576 1,520	1,472 1,700	1,364 1,928	1,247 2,226
216	226	237	250	265	283	1,884 1,303	1,792 1,424	1,690 1,577	1,588 1,763	1,475 1,997	1,356 2,307

0,0320	0,0876	0,0003504	294	0,990	0,411	0,00367	0,425	0,00303	0,438	0,00254	0,452	0,00218	0,463	0,00189	0,477	0,00165
330	890	3560	305	1,030	419	377	433	311	447	261	461	224	472	194	486	170
346	902	3608	313	1,070	427	387	441	320	456	269	470	231	481	200	496	175
350	914	3636	321	1,120	435	397	450	329	465	276	479	237	490	206	505	180
360	926	3704	329	1,170	443	407	458	338	474	284	488	244	500	211	515	185
370	938	3752	337	1,220	452	418	467	346	483	292	497	250	509	217	525	190
380	950	3800	345	1,270	460	428	475	355	492	299	506	256	519	223	535	195
390	962	3848	353	1,320	468	438	484	364	501	307	515	262	528	228	545	200
400	974	3896	361	1,370	477	449	492	372	510	314	524	268	538	234	554	205
420	997	3988	377	1,420	485	459	501	381	519	321	533	275	547	240	564	210
0,0440	0,1020	0,0004080	392	1,470	0,493	0,00469	0,510	0,00390	0,527	0,00329	0,542	0,00281	0,557	0,00246	0,574	0,00216
460	1042	4168	404	1,520	502	479	518	398	535	336	551	288	567	252	583	221
480	1062	4248	416	1,570	510	489	527	407	543	342	560	294	577	258	592	226
500	1083	4332	427	1,630	518	499	535	416	552	349	569	300	586	264	601	231
520	1104	4416	439	1,690	526	510	544	425	561	357	578	307	595	269	611	236
540	1124	4496	451	1,750	535	520	552	433	570	364	587	313	604	275	621	241
560	1145	4580	462	1,810	543	531	561	442	579	372	596	319	613	280	631	246
580	1166	4664	474	1,870	551	541	569	451	588	379	605	326	622	286	641	251
600	1186	4794	486	1,930	560	551	578	460	597	387	614	333	631	292	651	256
620	1207	4828	497	1,990	568	561	587	468	606	394	623	339	640	297	660	261
0,0640	0,1224	0,0004896	505	2,050	0,576	0,00572	0,595	0,00477	0,615	0,00402	0,632	0,00345	0,649	0,00303	0,669	0,00265
660	1242	4968	513	2,110	585	582	604	486	624	409	641	351	659	308	678	270
680	1259	5046	521	2,170	593	592	613	495	632	417	651	358	668	314	688	275
700	1277	5108	529	2,240	—	—	622	504	641	424	660	365	679	330	698	280
720	1294	5176	537	2,310	—	—	631	513	650	432	670	372	689	327	708	285
740	1312	5248	545	2,380	—	—	640	522	659	439	679	377	699	333	718	290
760	1329	5316	554	2,450	—	—	649	531	669	447	689	385	710	339	727	295
780	1347	5388	562	2,600	—	—	667	550	687	462	709	399	729	351	748	307
800	1364	5456	570	2,800	—	—	689	571	712	484	735	417	755	366	774	326
820	1382	5528	578	3,200	—	—	736	620	759	524	782	450	805	397	825	346
0,0840	0,1399	0,0005596	586	3,600	—	—	0,775	0,00660	0,802	0,00559	0,821	0,00479	0,850	0,00425	0,872	0,00371
860	1416	5664	594	4,000	—	—	814	699	844	594	870	512	894	451	916	394
880	1433	5732	602	4,400	—	—	853	739	863	626	910	540	934	455	959	416
900	1447	5788	606	4,800	—	—	893	778	921	658	950	569	976	500	999	437
920	1462	5848	610	5,200	—	—	926	811	956	688	986	595	1,013	523	1,040	459
940	1476	5904	614	5,600	—	—	959	844	992	717	1,023	622	1,050	545	1,077	478
960	1491	5964	618	6,000	—	—	992	877	1,025	744	1,066	645	1,085	567	1,114	494
980	1505	6020	622	6,400	—	—	1,025	910	1,058	771	1,089	667	1,120	588	1,148	515
0,1000	0,1520	0,0006080	625	6,800	—	—	1,057	943	1,090	799	1,122	691	1,153	609	1,183	558

III. Для случаев, не предусмотренных предыдущей таблицей ($f_1 = 0$) рекомендуется пользоваться следующими формулами
 $\sigma_0 = 40 \text{ кгр./см.}^2$

$\sigma_e = 1200 \text{ кгр./см.}^2$	$\frac{H}{N} = \sqrt{\frac{e}{N} 0,191 + 0,0016 + 0,042}$
	$\frac{f_e}{N} = 0,00521 \frac{H}{N} - 0,00083$
$\sigma_e = 1100 \text{ кгр./см.}^2$	$\frac{H}{N} = \sqrt{\frac{e}{N} 0,182 + 0,0015 + 0,040}$
	$\frac{f_e}{N} = 0,00606 \frac{H}{N} - 0,00091$
$\sigma_e = 1000 \text{ кгр./см.}^2$	$\frac{H}{N} = \sqrt{\frac{e}{N} 0,173 + 0,0014 + 0,038}$
	$\frac{f_e}{N} = 0,00704 \frac{H}{N} - 0,00100$
$\sigma_e = 900 \text{ кгр./см.}^2$	$\frac{H}{N} = \sqrt{\frac{e}{N} 0,163 + 0,0012 + 0,036}$
	$\frac{f_e}{N} = 0,00835 \frac{H}{N} - 0,00111$
$\sigma_e = 800 \text{ кгр./см.}^2$	$\frac{H}{N} = \sqrt{\frac{e}{N} 0,154 + 0,0011 + 0,034}$
	$\frac{f_e}{N} = 0,0101 \frac{H}{N} - 0,00125$
$\sigma_e = 700 \text{ кгр./см.}^2$	$\frac{H}{N} = \sqrt{\frac{e}{N} 0,145 + 0,0010 + 0,032}$
	$\frac{f_e}{N} = 0,0124 \frac{H}{N} - 0,00143$

$\sigma_e = 600 \text{ кгр./см.}^2$	$\frac{H}{N} = \sqrt{\frac{e}{N} 0,136 + 0,0009 + 0,030}$
	$\frac{f_e}{N} = 0,0157 \frac{H}{N} - 0,00167$
$\sigma_e = 500 \text{ кгр./см.}^2$	$\frac{H}{N} = \sqrt{\frac{e}{N} 0,127 + 0,0008}$
	$\frac{f_e}{N} = 0,0205 \frac{H}{N} - 0,00200$
$\sigma_e = 400 \text{ кгр./см.}^2$	$\frac{H}{N} = \sqrt{\frac{e}{N} 0,118 + 0,0007}$
	$\frac{f_e}{N} = 0,0282 \frac{H}{N} - 0,00250$
$\sigma_e = 300 \text{ кгр./см.}^2$	$\frac{H}{N} = \sqrt{\frac{e}{N} 0,109 + 0,0006}$
	$\frac{f_e}{N} = 0,0418 \frac{H}{N} - 0,00333$
$\sigma_e = 200 \text{ кгр./см.}^2$	$\frac{H}{N} = \sqrt{\frac{e}{N} 0,101 + 0,0005}$
	$\frac{f_e}{N} = 0,0705 \frac{H}{N} - 0,00500$
$\sigma_e = 100 \text{ кгр./см.}^2$	$\frac{H}{N} = \sqrt{\frac{e}{E} 0,093 + 0,0004}$
	$\frac{f_e}{N} = 0,612 \frac{H}{N} - 0,01000$

№ 28. Добавление к таблице № 21 на стр. 219 для расчета тавровых сечений при $x > d$ с одиночной арматурой.

Таблица на стр. 219 составлена для напряжений железа $\sigma_e = 1200$ кгр./см². Между тем в практике иногда принимают и меньшие напряжения. Напр., по § 45 путевых норм при расчете резервуаров (для обеспечения достаточной водонепроницаемости бетона) допустимое напряжение железа понижается:

- а) на растяжение основной арматуры до 700 кгр./см².
- б) на растяжение хомутов и скалывание арматуры до 500 кгр./см².

Аналогичное понижение напряжения железа производится и в других случаях (напр., при расчете сооружений, подвергающихся атмосферным и другим вредным воздействиям); (подробности см. § 45 путевых норм).

В таких случаях, т. е., когда за допустимое напряжение железа принимается не $\sigma_e = 1200$ кгр./см², а иное, упомянутая таблица на стр. 219 не годится, и вместо нее можно пользоваться такими формулами¹⁾, (черт 147).

Полезная высота

$$h = \frac{2}{3} d + \left(\frac{d \cdot \sigma_e}{2n} + \frac{M}{bd} \right) \cdot \frac{1}{\sigma_b} \dots \dots \dots (1)$$

Плечо внутренних сил (см. стр. 159)

$$z = h - \frac{d}{2} + \frac{d^2}{6(2x-d)} \dots \dots \dots (2)$$

Сечение арматуры

$$f = \frac{M}{\sigma_e \cdot z} \dots \dots \dots (3)$$

Вместо формулы (2) для определения z можно пользоваться (см. стр. 159, упрощенной формулой

$$z = h - \frac{d}{2} \dots \dots \dots (4)$$

В этих формулах M —изгибающий момент—берется в кгр. см., а остальные величины в см.

Задавшись (см. стр. 13) напряжениями σ_b и σ_e и при данных M , b и d по формуле (1) находят h —полезную высоту, а затем z и f .

Заметим, что приведенные формулы годятся только, когда $x > d$, т. е., когда (черт. 147) нейтральная ось проходит через ребро.

¹⁾ Вывод их см. Henkel-Der Eisenbetonbau, стр. 93, изд. 1926 г.

Вопрос о том, проходит ли нейтральная ось через ребро или через плиту, решается с помощью формулы.

$$x = a_1 \cdot a_2 \sqrt{\frac{M}{b}} \dots \dots \dots (5)$$

где коэффициенты a_1 и a_2 берутся из таблицы на стр. 210.

Если найденное по этой формуле x окажется больше d —толщины плиты, то для определения h и f можно пользоваться приведенными выше формулами; при $x \leq d$, для определения h и f надо пользоваться таблицей на стр. 210.

Ниже приводится таблица, упрощающая определение h при некоторых напряжениях σ_e и σ_b .

Приведенные выше формулы могут служить и для контроля расчета, когда таковой ведется по таблице на стр. 219.

σ_b кгр./см. ²	σ_e кгр./см. ²	$\frac{x=a_1 h}{a_1}$	h в см.	σ_b кгр./см. ²	σ_e кгр./см. ²	$\frac{x=a_1 h}{a_1}$	h в см.
35	1000	0,344	$h = 1,65d + \frac{M}{35bd}$	35	900	0,368	$h = 1,52d + \frac{M}{35bd}$
30	1000	0,310	$h = 1,77d + \frac{M}{30bd}$	30	900	0,333	$h = 1,67d + \frac{M}{30bd}$
25	1000	0,273	$h = 2,00d + \frac{M}{25bd}$	25	900	0,294	$h = 1,87d + \frac{M}{25bd}$

Пример.

Дано (черт. 147)

$M = 1300000$ кгр. см.

$b = 130$ см.

$b_1 = 25$ см.

$d = 8$ см.

$\sigma_b = 40$ кгр./см.²

$\sigma_e = 1000$ кгр./см.²

• Найти h и f ?

По (5) находим

$$x = a_1 \cdot a_2 \sqrt{\frac{M}{b}} = 0,375 \cdot 0,39 \sqrt{\frac{1300000}{100}} = 16,8 > 8 \text{ см.}$$

т. е. нейтральная ось выходит из пределов плиты (пересекает ребро). Коэффициенты $a_1 = 0,375$ и $a_2 = 0,39$ взяты из таблицы на стр. 210, при $\sigma_e = 1000$ и $\sigma_b = 40$. Следовательно, если бы напряжение железа было $\sigma_e = 1200$ кгр./см.², то для решения этой

задачи можно было бы воспользоваться таблицей на стр. 219. Но т. к. напряжение железа $\sigma_e = 1000$ кгр./см.², то пользуемся формулами (1) — (3)

$$h = \frac{2}{3} d + \left(\frac{d \cdot \sigma_e}{zn} + \frac{M}{d} \right) \cdot \frac{1}{\sigma_b} = \frac{2}{3} \cdot 8 + \left(\frac{8 \cdot 1000}{2 \cdot 15} + \frac{1300000}{130 \cdot 8} \right) \cdot \frac{1}{40} = 42,8 \text{ см}$$

$$z = h - \frac{d}{2} + \frac{d^2}{6(2x-d)} = 42,8 - \frac{8}{2} + \frac{8^2}{6(2 \cdot 16,8 - 8)} = 39,22 \text{ см.}$$

или проще по формуле (4)

$$z = h - \frac{d}{2} = 42,8 - \frac{8}{2} = 38,8 \text{ см.}$$

Откуда

$$f = \frac{M}{\sigma_e \cdot z} = \frac{1300000}{1000 \cdot 38,8} = 33,5 \text{ см}^2$$

№ 29. Добавление к таблице № 19 (Гейера) на стр. 215 для расчета прямоугольных сечений с двойной арматурой.

По соображениям, изложенным в предыдущем добавлении, при расчете прямоугольных сечений с двойной арматурой также приходится вести иногда расчет при напряжениях железа, отличающихся от $\sigma_e = 1000$ и $\sigma_e = 1200$ кгр./см.² Но т. к. упомянутая таблица составлена для напряжений $\sigma_e = 1000$ и $\sigma_e = 1200$ кгр./см.², то покажем, как пользоваться этой таблицей и при других напряжениях.

Положим дано

$$M = 1125000 \text{ кгр. см.}$$

$$b = 30 \text{ см. — ширина балки}$$

$$\tau_b = 36 \text{ кгр./см}^2.$$

$$\sigma_e = 900 \text{ кгр./см}^2.$$

Найти h , f и f_1 , пользуясь таблицей Гейера, при $\sigma_{en} = 1200$, на стр. 216.

Сначала находим новое напряжение бетона

$$\sigma_{bn} = \frac{\sigma_b \cdot \sigma_{en}}{\sigma_e} = \frac{36 \cdot 1200}{900} = 48 \text{ кгр./см}^2.$$

Затем по таблице на стр. 217 при $\sigma_{en} = 1200$ и $\sigma_{bn} = 48$ (задаваясь напр., $\alpha = 1$) находим

$$\varphi = 0,375$$

$$\mu = 0,276$$

$$\rho = 0,01250$$

Умножая коэффициент $\mu = 0,276$ на

$$\sqrt{\frac{\sigma_{en}}{\sigma_e}} = \sqrt{\frac{1200}{900}} = 1,155$$

и оставляя остальные коэффициенты без изменения, получим

$$\begin{aligned}\varphi &= 0,375 \\ \mu &= 0,276 \cdot 1,155 = 0,319 \\ \rho &= 0,01250\end{aligned}$$

Дальше расчет ведется по примеру на стр. 154, а именно

$$h = \mu \sqrt{\frac{M}{b}} = 0,319 \sqrt{\frac{1125000}{30}} = 64 \text{ см.}$$

Положение нейтральной оси

$$x = \varphi \cdot h = 0,375 \cdot 64 = 24,1 \text{ см}^2.$$

Сечение растянутой арматуры

$$f = \rho b h = 0,01250 \cdot 30 \cdot 64 = 24,2 \text{ см}^2.$$

Сечение сжатой арматуры

$$f_1 = \alpha \cdot f \cdot \frac{2/3 x}{x - \alpha} = 1,00 \cdot 24,2 \cdot \frac{2/3 \cdot 24,1}{24,1 - 3} = 18,5 \text{ см}^2.$$

При желании воспользоваться для решения этой же задачи таблицей на стр. 215 при $\sigma_{en} = 1000 \text{ кгр./см}^2$, надо поступать аналогично изложенному, а именно.

По предыдущему, находим сначала

$$\sigma_{bn} = \frac{\sigma_b \cdot \sigma_{en}}{\sigma_e} = \frac{36 \cdot 1000}{900} = 40 \text{ кгр./см}^2.$$

Затем по таблице на стр. 215 при $\sigma_{en} = 1000$, $\sigma_{bn} = 40$ и $\alpha = 1,0$ находим

$$\begin{aligned}\varphi &= 0,375 \\ \mu &= 0,302 \\ \rho &= 0,01250\end{aligned}$$

Умножая коэффициент $\mu = 0,302$ на

$$\sqrt{\frac{\sigma_{en}}{\sigma_e}} = \sqrt{\frac{1000}{900}} = 1,055$$

получим те же коэффициенты, что и в предыдущем случае, а именно

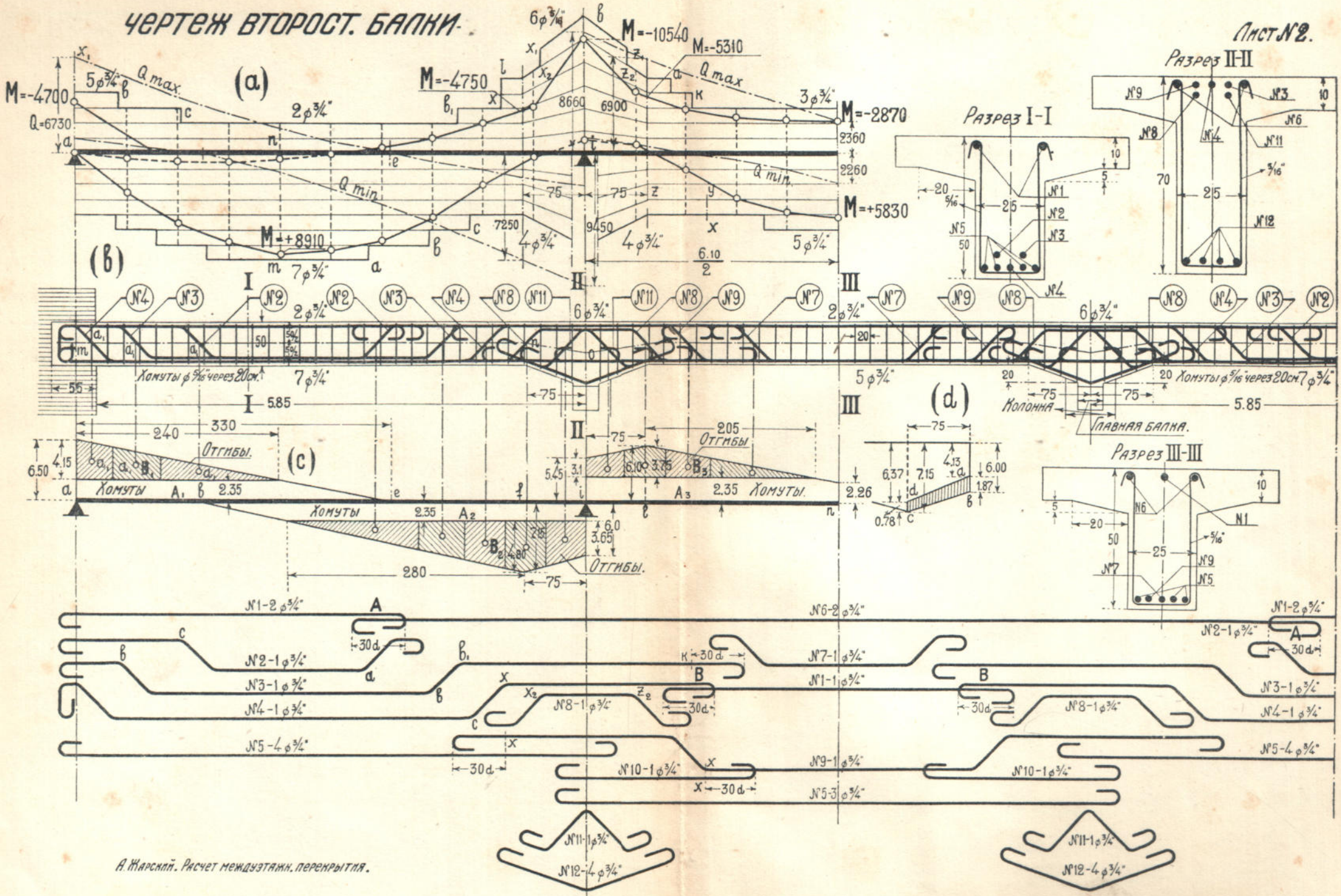
$$\begin{aligned}\varphi &= 0,375 \\ \mu &= 0,302 \cdot 1,055 \approx 0,319 \\ \rho &= 0,01250\end{aligned}$$

Дальше расчет ведется по предыдущему.

ЧЕРТЕЖИ.

ЧЕРТЕЖ ВТОРОСТ. БАЛКИ.

Лист №2.



А. Жарский. Расчет междуэтажн. перекрытия.

ЗАМЕЧЕННЫЕ ОПЕЧАТКИ.

Примечание: каждая формула в тексте считается за строку.

Страница	Строка	Напечатано	Должно быть
17	1 снизу	упомянуты хуже	упомянутых уже
40	10 снизу	высота ребра в свету	высота ребра (полная)
41	8 сверху	$M_p = abt^2$	$M_p = apt^2$
46	1 снизу	$h = 10 - 1,0 + \frac{0,8}{2} = 8,6$ см	$h = 10 - 1,0 - \frac{0,8}{2} = 8,6$ см.
54	4 сверху	см. стр. 145	см. стр. 147
55	2 снизу	$9 \nabla 5^5/16''$	$9 \nabla 5^5/16''$
56	2 снизу	с арматурой яснее все	с арматурой все
75	12 снизу	стр. 63	стр. 66
79	6 сверху	$a_1 l$	$a l$
84	12 сверху	площ. A_1	площ. B_1
90	5 и 6 сверху	той зоны С, конец b_1 этого стержня отстоял бы дальше от нижней сжатой № 2, т. к. нежели концы a_1 стержня № 4.	№ 2 т. к. конец b_1 этого стержня отстоял бы дальше от нижней сжатой зоны С, нежели конец a_1 стержня № 4.
92	15 снизу	стр. 175	стр. 115
96	17 снизу	$b = 100$ см.	$b = 160$ см.
97	17 снизу	стр. 67	стр. 68
114	6 снизу	на стр. 92	на стр. 95
129	16 сверху	на черт. 14-d	на черт. 141-d
136	9 снизу	$M = A \cdot \frac{x}{2} = 250 \cdot x \cdot \frac{x}{2} = 125 x^2$	$M = A \cdot \frac{x}{2} = 250 \cdot x \cdot \frac{x}{2} = 125 x^2$
151	3 снизу	$f = \frac{M_2 x}{\sigma_b n \cdot (x - a') (h - a')}$	$f_1 = \frac{M_2 x}{\sigma_b \cdot n \cdot (x - a') (h - a')}$
156	3 сверху	$n = \frac{E_{\text{жс}}}{E_b} = 15$	$n = \frac{E_{\text{жс}}}{E_b} = 15$
156	4 сверху	$m = \frac{n(f + f_1)}{b}$	$m = \frac{n(f + f_1)}{b}$
158	5 сверху	таблицы № 20	таблица № 21
160	2 сверху	$\sigma_e = \frac{M}{f(h - 0,4d)}$	$\sigma_e = \frac{M}{f(h - 0,4d)}$
161	8 снизу	$f = \frac{bx^2 - (x - d)^2(b - b_1) + 2nf_1(x - a')}{2n(h - x)}$	$f = \frac{bx^2 - (x - d)^2(b - b_1) + 2nf_1(x - a')}{2n(h - x)}$
161	5 снизу	$x = a_1 h$	$x = a_1 h$
162	5 сверху	$c = \frac{d(b - b_1) + n(f + f_1)}{b_1}$	$c = \frac{d(b - b_1) + n(f + f_1)}{b_1}$
164	17 сверху	$\sigma_b = \frac{N}{6d} \left(1 \pm \frac{\sigma_c}{d} \right)$	$\sigma_b = \frac{N}{6d} \left(1 \pm \frac{6e}{d} \right)$
168	14 сверху	$f = f_1$	$f = f_1$
170	10 снизу	как это и погребуется	как это требуется
172	19 снизу	$B(59)$	$B(58)$
174	5 снизу	$z = \frac{1/2 bd^2 + nfh + nf_1 a'}{bd + n(f + f_1)}$	$z = \frac{1/2 bd^2 + nfh + nf_1 a'}{bd + n(f + f_1)}$
181	5 снизу	$b(90)$	$b(89)$
188	19 снизу	В графе с влиянием q поставить вместо буквы q букву b	В крайней левой графе сечения 0,95 и 0,90 переставить одно на место другого
188	6 снизу	В графе с влиянием q поставить вместо буквы q букву b	В крайней левой графе сечения 0,95 и 0,90 переставить одно на место другого
224	2 сверху	$\varphi = \frac{z_0}{h}$	$\varphi = \frac{z}{h}$
	2 сверху	$\varphi = \frac{h_0}{h}$	$\varphi = \frac{z}{h}$
226	5 сверху	стр. 130	стр. 30
234		В таблице на этой странице под буквой H надо понимать полную высоту сечения d , показанную на черт. 151	

