

АКАДЕМИЯ СТРОИТЕЛЬСТВА И АРХИТЕКТУРЫ СССР

НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ ИНСТИТУТ  
БЕТОНА И ЖЕЛЕЗОБЕТОНА (НИИЖБ)

ИНСТРУКЦИЯ  
ПО РАСЧЕТУ  
СТАТИЧЕСКИ НЕОПРЕДЕЛИМЫХ  
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ  
С УЧЕТОМ ПЕРЕРАСПРЕДЕЛЕНИЯ  
УСИЛИЙ

*ИЗДАНИЕ II*

ГОСУДАРСТВЕННОЕ ИЗДАТЕЛЬСТВО  
ЛИТЕРАТУРЫ ПО СТРОИТЕЛЬСТВУ, АРХИТЕКТУРЕ  
И СТРОИТЕЛЬНЫМ МАТЕРИАЛАМ  
МОСКВА — 1961

## ПРЕДИСЛОВИЕ

Настоящая Инструкция содержит основные положения и указания по расчету статически неопределеных железобетонных конструкций с учетом перераспределения усилий вследствие предварительного напряжения, неупругих деформаций материалов и образования трещин.

Инструкция распространяется на сборные, сборно-монолитные и монолитные обычные и предварительно напряженные железобетонные конструкции производственных и гражданских зданий. В Инструкции изложены вопросы о конструкциях перекрытий и плоских покрытий, плоских рам и некоторых типов плоских фундаментов.

Рекомендации по расчету и проектированию тонкостенных пространственных конструкций (оболочки, складки, шатры и т. п.) в Инструкции не приводятся.

Настоящая Инструкция является вторым изданием<sup>1</sup>. Инструкция разработана Центральной лабораторией теории железобетона и арматуры НИИ бетона и железобетона АСиА СССР д-ром техн. наук проф. А. А. Гвоздевым и канд. техн. наук С. М. Крыловым.

Все замечания по содержанию настоящей Инструкции просьба направлять по адресу: Москва, Ж—389, 2-я Институтская ул., д. 3, НИИ бетона и железобетона.

Директор НИИ бетона  
и железобетона  
*B. V. МАКАРИЧЕВ*

<sup>1</sup> Инструкция по расчету статически неопределеных железобетонных конструкций с учетом перераспределения усилий изд. I была выпущена Госстройиздатом в 1960 г.

## Г л а в а I

### ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

1. Традиционный расчет усилий в статически неопределенных конструкциях, широко применяемый в строительной практике, основывается на предположениях, что конструктивные элементы идеально упруги, а их жесткости не зависят от величины и длительности действия сил, и что малость возникающих деформаций позволяет считать неизменными геометрические величины, входящие в условия равновесия. В качестве воздействий, под влиянием которых создаются или изменяются усилия в статически неопределенных системах, рассматриваются преимущественно нагрузки, реже температурные и усадочные деформации или смещения опор.

В железобетонных конструкциях наблюдаются помимо упругих также и неупругие деформации, а при известных обстоятельствах происходят и другие необратимые изменения. Так, при напряжениях, обычных в условиях нормальной эксплуатации, развиваются деформации ползучести бетона; в растянутой зоне бетона трещины могут образовываться (в зависимости от характера конструктивного элемента и воздействий, которым он подвергается) на ранних или на более поздних стадиях нагружения; при приближении к исчерпанию несущей способности неупругие деформации бетона резко возрастают, сцепление арматуры с бетоном нарушается на коротких или более значительных участках, наконец, течет арматура. Еще до приложения нагрузки (полной или даже ее части) в сечениях статически неопределенных железобетонных конструкций могут возникать усилия, не только обусловленные температурно-усадочными деформациями или смещением опор, но также влиянием предварительного напряжения.

В силу этих обстоятельств напряженно деформированное состояние статически неопределеных железобетонных конструкций как в условиях эксплуатации, так в особенности на пределе несущей способности (если бы он был достигнут), может существенно отличаться от состояния, определяемого из расчета упругой системы, элементы которой обладают неизменной жесткостью. В частности, при росте нагрузок пропорционально одному параметру усилия и перемещения конструкции увеличиваются в большинстве случаев не пропорционально этому параметру. Наоборот, соотношения между различными усилиями и различными перемещениями могут изменяться в довольно широких пределах. Поэтому неупругие деформации и начальные напряжения приводят вообще к перераспределению усилий, оказывающему нередко значительное влияние на несущую способность конструкции, а также на ее жесткость и трещиностойкость.

2. При условиях, которые оговорены ниже (см. п. 11), перераспределение усилий ведет либо к повышению несущей способности статически неопределенной железобетонной конструкции, либо на ней не отражается. Учет перераспределения усилий может приводить поэтому к экономии материалов, иногда весьма значительной.

С другой стороны, неупругие деформации, образование трещин и частичное нарушение сцепления бетона с арматурой снижают, как правило, жесткость конструкций. Обусловленная этими явлениями задержка роста усилий в одних элементах и сечениях за счет ускоренного роста напряжений в других может иметь следствием как отдаление, так и приближение момента образования трещин, как уменьшение, так и увеличение ширины их раскрытия. Учет перераспределения усилий в статически неопределенных железобетонных конструкциях способствует, таким образом, более правильной оценке ее эксплуатационных качеств и может указать на целесообразность мероприятий, улучшающих эти качества (например, применение предварительного напряжения для повышения жесткости и трещиностойкости).

3. Настоящая Инструкция распространяется только на статические, но не на динамические расчеты конструкций.

Расчет выносивности, когда он необходим, должен выполняться согласно специальным указаниям.

Особое место занимают случаи, когда геометрические величины, входящие в условия равновесия, изменяются

вследствие деформаций конструкции в такой мере, что этим нельзя пренебречь. Они крайне редки при расчетах жесткости и трещиностойкости, но могут встречаться при расчетах несущей способности.

В п. 12 гл. II даны указания по учету изменения геометрических размеров (плеча распора) в частном случае плоских конструкций, прочность которых повышается вследствие возникновения распора. Для других конструкций, если их деформации, развивающиеся перед исчерпанием несущей способности, существенно отражаются на условиях равновесия, в частности во всех случаях, требующих проверки местной или общей устойчивости, необходима особая осторожность. Использование выгод, вытекающих из перераспределения усилий, при этих условиях не рекомендуется, если применяемый способ расчета не обоснован специальными теоретическими или экспериментальными исследованиями.

В настоящей инструкции даются указания по расчету несущей способности ряда статически неопределеных конструкций с учетом перераспределения усилий, а также по определению внутренних сил при расчетах жесткости и трещиностойкости. Расчеты по второму и третьему предельным состояниям производятся в случаях, предусмотренных НИТУ 123-55 и СН 10-57.

Определение момента образования трещин, ширины их раскрытия или величин прогибов конструкций следует по выявлении распределения усилий в системе производить согласно методам, применяемым для статически определимых конструкций. Только в тех случаях, когда определение усилий связано с затруднениями (например, для плит, имеющих трещины), в инструкции даются приближенные рекомендации по определению прогибов или ширины трещин.

Указания инструкции распространяются на обычные и предварительно напряженные, сборные, сборно-монолитные и монолитные статически неопределенные железобетонные конструкции гражданских и промышленных сооружений, перечисленные ниже в п. 4.

4. Настоящей инструкцией предусматривается расчет:
  - а) элементов сборных конструкций, состоящих из плит, ребер и обвязок и образующих настилы, ребристые плиты и панели;
  - б) монолитных плит, балочных и работающих в двух направлениях;

- в) неразрезных сборных настилов;
- г) неразрезных прогонов сборных и монолитных перекрытий и покрытий;
- д) монолитных и сборных рамных конструкций;
- е) монолитных и сборных безбалочных конструкций;
- ж) фундаментов сооружений башенного типа, имеющих в плане форму круга или близкого к кругу правильного многоугольника.

5. Расчет распределения усилий при образовании трещин требуется в следующих случаях:

а) когда трещины недопустимы или крайне нежелательны и образование их должно рассматриваться как одно из предельных состояний (преимущественно для предварительно напряженных конструкций 1-й и 2-й категорий трещиностойкости);

б) когда требуется расчет жесткости, но заранее неизвестно, надо ли для условий нормальной эксплуатации рассматривать конструкцию, как имеющую трещины, или нет;

в) если расчет жесткости требуется и с наличием трещин в условиях нормальной эксплуатации считаться, безусловно, надо, но в расчет жесткости треснувшей конструкции входит величина прогиба к моменту образования первых трещин (случай плит, работающих в двух направлениях, см. п. 8 гл. I).

В остальных случаях надобность в расчете распределения усилий при образовании трещин отпадает.

Иногда оказывается недостаточным расчет условий образования первых трещин, а требуется убедиться в трещиностойкости определенных элементов конструкции в условиях, когда в других элементах той же конструкции уже появились трещины.

Такая задача возникает, например, для предварительно напряженных элементов с арматурой из высокопрочной проволоки, соединенных на опорах (для придания конструкции неразрезности) ненапрягаемой стержневой арматурой и обетонировкой.

Усилия для расчета образования первых трещин определяются из расчета упругой системы с учетом в необходимых случаях (см. п. 10) влияния линейной ползучести бетона.

Если рассчитывается образование трещин в определенных элементах при наличии трещин на других участках конструкции, то усилия следует определять с учетом мест-

ного снижения жесткости под влиянием имеющихся трещин (см. п. 7).

6. Перемещения точек конструкций, не имеющих трещин, определяются в следующих трех случаях:

а) когда трещины в условиях эксплуатации не образуются, но и не очевидно, что жесткость системы безусловно достаточна;

б) когда для предварительно напряженной конструкции 3-й категории трещиностойкости требуется проверка жесткости и согласно п. 60, 61 СН 10-57 надо выделить величину прогиба к моменту погашения обжатия в крайнем волокне, подвергающемся растяжению;

в) когда требуется определить прогиб плиты, имеющей трещины, и надо (см. п. 8) знать величину прогиба плиты к моменту образования трещин.

Расчет производится с учетом в необходимых случаях длительного действия нагрузки. При этом для стержневых систем после раскрытия статической неопределенности прогибы определяются теми же методами, как для статически определимых систем.

Прогиб плит от кратковременной нагрузки рекомендуется определять, пользуясь справочными данными для упругих пластинок.

7. Если в статически неопределенных балках, рамках или других конструкциях, состоящих из стержней, требуется найти прогиб при наличии трещин или проверить ширину раскрытия трещин, либо определить условия образования трещин на определенных участках конструкции при наличии трещин на других участках, то при нахождении усилий в системе следует пользоваться жесткостями, определяемыми для треснувших сечений согласно указаниям п. 111 и 115 НИТУ 123-55 и п. 59—65 СН 10-57, а для сечений без трещин — согласно п. 59—65 СН 10-57.

При этом по расчету однородной упругой системы определяются места нулевых точек моментов и наибольшие моменты на каждом однозначном участке эпюры. Далее для каждого участка с трещинами находят жесткости стержней и производится вторичный расчет статически неопределенной системы.

Имея в виду, что расчеты прогибов и ширины раскрытия трещин могут быть произведены с меньшей точностью, чем расчеты прочности, для неразрезных балок рекомендуется следующий упрощенный способ. Опорные моменты, вычисленные для однородной упругой системы, помножа-

ются на поправочные коэффициенты, оценивающие неодинаковую жесткость опорных и пролетных сечений. Далее по исправленным опорным моментам строятся обычным путем моменты в пролетах.

Поправочные коэффициенты  $\chi$  к опорным моментам могут быть вычислены по следующим формулам:

а) средние одинаковые пролеты, загруженные распределенной нагрузкой или несколькими сосредоточенными грузами

$$\chi = \frac{3}{2 + \beta}; \quad (7.1)$$

б) средние одинаковые пролеты при одном грузе посередине каждого пролета

$$\chi = \frac{2}{1 + \beta}. \quad (7.2)$$

Для двухпролетной неразрезной балки при распределенной или сосредоточенной нагрузке

$$\chi = \frac{1,5}{0,5 + \beta}. \quad (7.3)$$

Для первых промежуточных опор многопролетных неразрезных балок принимается значение коэффициента  $\chi$  — среднее из двух величин: вычисленной для второго пролета по формуле (7.1) или (7.2) и вычисленной по формуле (7.3).

В формулах (7.1), (7.2) и (7.3)  $\beta = \frac{B_{\pi}}{B_0}$ , отношение жесткостей сечений с трещинами в пролете и на опоре.

В преднапряженных сборных и сборно-монолитных конструкциях сечения с ненапрягаемой арматурой обычно совпадают с местами расположения шарниров в основной расчетной схеме. После образования трещин в этих сечениях, когда остальная часть конструкции трещин не имеет, углы взаимного поворота не будут равны нулю и определяются равенствами

$$\sum_{i=1}^n x_i \delta_{ki} + \delta_{kp} = -\theta_k, \quad (7.4)$$

где  $\delta_{ki}$  — обычные коэффициенты уравнений упругости;  $\delta_{kp}$  — грузовые члены уравнений упругости;  $x_i$  — лишние неизвестные;

$\theta_k$  — углы взаимного поворота в шарнирах.

$$\theta_k = \frac{x_k}{B_k} l_{mk},$$

где  $X_k$ ,  $B_k$  — соответственно лишняя неизвестная и жесткость на участках с ненапрягаемой арматурой;

$l_{mk}$  — некоторая длина, которая численно может быть принята равной величине расстояния между трещинами при чистом изгибе, вычисленной по НИТУ 123-55 (формула 86).

8. Для плит, имеющих трещины, прогиб рекомендуется определять приближенно по линейной интерполяции между прогибом  $f_t$ , отвечающим образованию первых трещин, и прогибом  $f_n$ , непосредственно предшествующим исчерпанию несущей способности, пользуясь формулой

$$f = f_t + (f_n - f_t) \frac{p - p_t}{p_n - p_t}, \quad (8.1)$$

где  $p_t < p < p_n$ ;

$p$  — действующая (нормативная) нагрузка;

$p_t$  — нагрузка при образовании трещин;

$p_n$  — нагрузка при исчерпании несущей способности.

Прогиб, отвечающий моменту образования трещин, определяется, как для однородной упругой плиты с учетом в необходимых случаях (см. п. 10) влияния ползучести.

Наибольший прогиб при исчерпании несущей способности определяется согласно указаниям п. 16 и 17 (см. главу II).

9. Для расчета ширины раскрытия трещин в плитах, производимого согласно НИТУ 123-55, рекомендуется принимать величину  $\psi$  равной единице, а напряжение арматуры разрешается определять по формуле

$$\sigma_a = \sigma_{at} + (R_a - \sigma_{at}) \frac{p - p_t}{p_n - p_t}, \quad (9.1)$$

где  $\sigma_{at}$  — напряжение в арматуре в момент образования трещин, определяемое по формуле

$$\sigma_{at} = \frac{M_t}{\left(h_0 - \frac{x_{cp}}{2}\right) F_a}, \quad (9.2)$$

здесь  $M_t$  — моменты на единицу ширины плиты при образовании трещин;

$F_a$  — сечение растянутой арматуры на той же ширине;

$x_{cp}$  — средняя высота сжатой зоны, определяемая согласно п. 113 НИТУ 123-55.

Приложения. 1. Если содержание арматуры в рассматриваемом сечении плиты не превышает 0,5%, момент при образовании трещин может быть определен по формуле

$$M_t = \frac{h^2 R_p}{3,5}, \quad (9.3)$$

а высота сжатой зоны принята равной  $x_{cp}=0,2h_0$ .

2. Предварительно напряженные, работающие в двух направлениях плиты, относящиеся к 3-й категории трещиностойкости, редки, а по жесткости их и раскрытию в них трещин не достает экспериментальных данных, поэтому в данной инструкции упомянутые вопросы не освещаются.

10. При расчете статически неопределеных конструкций по второму и третьему предельным состояниям может потребоваться учесть влияние ползучести на распределение усилий в системе (см. п. 5, 6 и 8).

В бетоне, испытывающем растяжение, а также при сжимающих напряжениях, отвечающим нормальным условиям эксплуатации, деформации ползучести можно считать пропорциональными действующим напряжениям.

Ползучесть в этом случае называется линейной. Для армированных сечений линейная ползучесть бетона приводит к изменению напряженного состояния составляющих материалов. Например, в сжатой колонне напряжение в арматуре возрастает, а в бетоне убывает; в элементе, предварительно напряженном путем центрального обжатия, уменьшаются напряжения как обжатого бетона, так и натянутой арматуры, однако на усилия в сечениях (продольные и поперечные силы, изгибающие и крутящие моменты) линейная ползучесть бетона не влияет не только в статически определимых, но при известных условиях и в статически неопределеных системах.

Если все элементы статически неопределенной конструкции выполнены из бетона одинакового состава и возраста, если процент армирования их не различается особенно резко, а связи системы создаются до приложения нагрузки (или даже части ее), то влиянием линейной ползучести на распределение усилий, вызванных внешними силами, можно пренебрегать.

Усилия, вызванные усадкой, температурой, смещениями опор и другими длительными воздействиями, за исключением нагрузок, смягчаются со временем под влиянием линейной ползучести.

Степень уменьшения этих усилий зависит от соотношения между деформациями ползучести и упругими деформациями. При отсутствии более определенных данных можно принимать, что усилия, вызванные длительными воздействиями, не принадлежащими к числу нагрузок, уменьшаются под влиянием линейной ползучести вдвое.

Величины лишних неизвестных в статически неопределеных системах определяются, как известно, коэффициентами и свободными членами канонических уравнений. В случае, когда конструкция рассчитывается на действие нагрузки, все перемещения основной системы (коэффициенты и свободные члены) возрастают под влиянием ползучести, а соотношение их может оставаться неизменным. Если воздействия, вызывающие усилия в системе, не являются нагрузкой, то величины свободных членов оказываются заданными по величине (смещение опор, температурно-усадочные перемещения и т. п.) и не зависят от ползучести. Увеличение коэффициентов канонических уравнений под влиянием ползучести эквивалентно в таких случаях уменьшению свободных членов этих уравнений. Согласно п. 112 НиТУ 123-55 для наиболее распространенных форм сечений железобетонных элементов может оцениваться коэффициентом  $\theta=2$ . Возрастание в силу ползучести коэффициентов канонических уравнений вдвое приводит, таким образом, к уменьшению в 2 раза усилий, вызванных воздействиями, не представляющими собой нагрузок.

Ползучесть влияет на распределение усилий, вызванных нагрузками, в случаях, когда замыкание некоторых связей осуществляется после частичного или полного загружения конструкций.

Пример 1. Сборные элементы укладываются, как свободно опертые балки, и воспринимают в таком состоянии часть нагрузки, а затем создается неразрезность на промежуточных опорах.

Пример 2. В предварительно напряженной раме во избежание возникновения дополнительных изгибающих моментов от укорочения напрягаемого ригеля или в целях более ясной игры сил устраиваются временные шарниры, превращающие систему в статически определимую. Усилия от натяжения арматуры, которую можно рассматривать как нагрузки, а также часть внешних сил воспринимаются статически определимой системой. После этого шарниры замыкаются.

Взаимные (в основном упругие) смещения по направлению временно отсутствующих связей от действующих в этот период нагрузок закрепляются при замыкании связей и их можно рассматривать как вынужденные деформации статически неопределенной конструкции, оказывающие влияние на игру сил в системе. Однако величина этих вынужденных деформаций в дальнейшем не меняется, поэтому влияние их, как и других воздействий, не принадлежащих к числу нагрузок, со временем смягчается под влиянием ползучести.

Может возникать необходимость проверить конструкцию в двух состояниях: до и после проявления ползучести.

Если статически неопределенная конструкция (например, сборно-монолитная) состоит из элементов, бетон которых существенно отличается по возрасту и составу, а также если часть элементов имеет особо сильное армирование (например, обетонированные стальные элементы), рекомендуется оценить влияние ползучести на распределение усилий расчетом, как для упругой системы, но с различным для разных элементов или групп элементов снижением их жесткости вследствие ползучести.

Указания настоящего пункта могут быть применены для анализа распределения усилий в конструкциях, имеющих, а также и не имеющих трещин в растянутой зоне бетона.

11. Несущая способность статически неопределенной конструкции может быть исчерпана либо при хрупком разрушении одного из ее элементов ранее, чем общие деформации станут слишком велики, либо за счет чрезмерного роста общих необратимых деформаций без полного разрушения какой-либо из частей конструкции.

В первом случае для расчета несущей способности следовало бы последовательно проследить перераспределение усилий, происходящее в системе под влиянием внешних воздействий в силу причин, указанных в п. 1 (например, ползучести бетона, образования трещин, местных неупругих деформаций особенно сильно напряженных зон бетона), до тех пор, пока не выявятся условия хрупкого разрушения одного из элементов. Для такого расчета мы в большинстве случаев не располагаем необходимыми данными.

Во втором случае приближение к исчерпанию несущей способности характеризуется возникновением значительных местных деформаций на наиболее напряженных участках конструкции.

Если местные деформации развиваются при существенном убывании усилий, это ведет обычно к хрупкому разрушению и подпадает под случай первый. Возрастание усилий в сильно деформируемых зонах обусловлено обычно упрочнением арматуры за пределом текучести (при отсутствии площадки текучести). При проектировании, как правило, нет достаточных данных для учета упрочнения, поэтому рекомендуется пренебрегать им в запас прочности.

Достаточно большие местные деформации, происходящие при постоянной величине усилий в наиболее напряженных зонах, способны вызвать настолько значительное перераспределение усилий, что полностью стирают влияние ранее действовавших собственных напряжений. При этом распределение усилий в системе определяется только действующей нагрузкой и свойствами наиболее напряженных зон конструкции, но не зависит от воздействий, которым конструкция подвергалась ранее.

Рассчет несущей способности, если предел ее характеризуется резким возрастанием общих необратимых деформа-

ций, может быть выполнен методом предельного равновесия.

## 12. Предпосылки метода предельного равновесия таковы:

1) деформации конструкции до исчерпания ее несущей способности должны быть достаточно малы для того, чтобы можно было пренебречь изменениями геометрических величин, входящих в условия равновесия;

2) усилия в элементах конструкции (особенно в тех из них, которые фактически определяют ее несущую способность) должны быть ограничены предельными условиями, с достижением которых деформации этих элементов могут достаточно сильно возрастать.

П р и м е ч а н и е. Предельными условиями называются неравенства, определяющие для усилий определенную границу. Когда такое неравенство переходит в равенство, элемент конструкции, к которому рассматриваемое усилие относится, вступает в новую область поведения. Примерами предельных условий могут служить: для растянутого стержня арматуры  $\sigma \leq \sigma_t$ , для изгибающего момента в балке  $M \leq M_{tek} = \sigma_t F_a Z$ , где  $Z$  плечо внутренней пары.

Для выполнения первой из указанных предпосылок конструкции должны быть достаточно жестки, однако признаком достаточности служат здесь не эксплуатационные требования, а чувствительность условий равновесия к возникающим деформациям. Так, для элемента, испытывающего простой изгиб, деформации мало влияют на плечи усилий. Между тем при наличии продольной силы прогибы непосредственно прибавляются к эксцентричитету или вычитаются из него и могут тем сильнее сказаться на уравнениях равновесия, чем меньше начальный (до деформации) эксцентричитет.

Для ряда простейших задач расчета несущей способности (например, для плит, работающих с распором) удается несложным путем оценить влияние происходящих деформаций и распространить некоторые приемы, использованные в методе предельного равновесия, на конструкции, для которых первая предпосылка этого метода не соблюдается.

При выполнении обеих предпосылок, указанных выше, нагрузка, отвечающая пределу несущей способности конструкции, будет наибольшей, при которой еще возможно одновременное соблюдение как условий равновесия, так и предельных условий для всех элементов системы.

Одновременно ее величина равна наименьшему из значений, определяемых равенством работ внешних сил и предельных внутренних усилий на каких-либо возможных перемещениях. Возможное перемещение, приводящее к этому наименьшему значению, определяет схему излома конструкции при исчерпании ее несущей способности.

13. В целях обеспечения условий, отвечающих второй предпосылке метода предельного равновесия, т. е. возможности развития достаточных местных деформаций при до-

стижении предельных условий элементов конструкций, следует соблюдать нижеперечисленные правила:

а) Проектировать конструкции так, чтобы причиной разрушения не могли быть срез сжатой зоны или (особенно в элементах двутаврового и таврового сечения) раздавливание бетона от главных сжимающих напряжений.

Учитывая, что изменение величин лишних неизвестных в процессе перераспределения усилий может вызвать как уменьшение, так и увеличение поперечных сил, целесообразно назначать поперечную арматуру с некоторым избытком (30—40%) против величин, определяемых расчетом. Это дает возможность выдержать перегрузку поперечными силами около 14—18%, которая могла бы возникнуть в то время, когда нагрузка еще не достигнет полностью расчетных значений.

б) Применять для армирования конструкций стали, допускающие достаточно большие деформации в пластических шарнирах (см. п. 14). Этому условию удовлетворяют все «мягкие» стали (см. СН 10-57 п. 14 примечания к табл. 3 и 3а), а также сварные сетки из холоднотянутой проволоки, высокопрочные проволоки, подвергнутые низкотемпературному отпуску, и гладкая высокопрочная проволока.

Холодносплющенная арматура, а также проволока периодического профиля, не подвергнутая низкотемпературному отпуску, для статически неопределеных конструкций, рассчитываемых с учетом перераспределения усилий, не рекомендуются и могут быть допущены лишь в таких частях конструкции, где предельные условия не могут обратиться в равенства раньше, чем в момент исчерпания несущей способности конструкции.

Чтобы убедиться в выполнении последнего требования, надо показать, что при распределении усилий, отвечающем наличию трещин в конструкции, обращение в равенство предельных условий для этих зон не может произойти ранее, чем обратятся в равенства предельные условия для других зон, в которых в этом случае вместо расчетного сопротивления арматуры принимается величина, на 15% превышающая ее нормативное сопротивление. Эта величина близка к среднему статистическому значению предела текучести.

а) Подбирать основные расчетные сечения, а также места обрыва арматуры в элементах, работающих на поперечную нагрузку (балок, настилов), а также стоек, сжатых с большим эксцентрикитетом (рассчитываемых по первому случаю внецентренного сжатия), таким образом, чтобы отношение  $\frac{S_6}{S_0}$  не превосходило величин, указанных в табл. 1.

Таблица 1

Марка бетона	Предельно допустимая величина отношения $\frac{S_0}{S_0}$
300 и ниже	0,6
400 и 500	0,5
600	0,45

Это ограничение не распространяется на стойки, не несущие крановых или иных консольных нагрузок и сжатые с небольшим эксцентрикитетом (рассчитываемые по второму случаю внецентренного сжатия).

Вышеуказанное изъятие обосновывается тем, что в стойках при достаточной их длине и отсутствии нагрузок на консолях поперечные силы невелики, а поэтому изгибающие моменты изменяются по высоте медленно. В связи с этим, если предельное условие в наиболее опасном сечении обратится в равенство, то и на довольно значительном прилежащем участке возникнут весьма ощутимые местные деформации. Накапляясь на относительно большой длине, эти деформации в состоянии будут обеспечивать достаточный взаимный угол поворота между сечениями, ограничивающими область больших деформаций на стойке. Наборот, в элементах, работающих на поперечную нагрузку или на нагрузку, приложенную к консолям, в местах максимальных моментов часто действуют и значительные поперечные силы. Участок, подвергающийся большим изгибающим моментам, в связи с этим короток и требования к его деформативной способности должны быть существенно повышенны.

г) Принимать для стержневых систем в основных расчетных сечениях величины усилий, по которым ведется подбор, не слишком резко отличные от усилий, отвечающих расчету упругой системы.

д) Для стержневых конструкций не допускать слишком резкого различия в распределении усилий между состоянием предельного равновесия системы и предшествующим ему состоянием работы конструкции при наличии трещин.

Желательно, чтобы предельные усилия в основных расчетных сечениях не отклонялись в сторону снижения более чем на 20% от усилий, которые отвечаали бы работе конструкции с трещинами, но без пластических шарниров при действии расчетной нагрузки.

Указание этого подпункта обусловлено тем, что при резком ослаблении отдельных сечений (например, опорных сечений конструкции) переход от распределения усилий, отвечающего системе с трещинами, к состоянию предельного равновесия мог бы потребовать весьма значительных местных деформаций.

14. Возможность возникновения в системе, общие деформации которой до исчерпания несущей способности

предполагались малыми, чрезмерных деформаций в состоянии предельного равновесия обуславливается образованием ряда зон больших местных деформаций. Зоны эти называются пластическими шарнирами, а в плитах — линиями излома.

Пластические шарниры и линии излома обращают статически неопределенную конструкцию в изменяемую, в которой становится возможным рост деформаций без возрата к нагружки. Следует иметь в виду, что пластические шарниры и линии излома допускают взаимный поворот соединяемых ими частей конструкции только в одном (но не в противоположном) направлении.

Расчетная схема конструкций, снабженная пластическими шарнирами или линиями излома, называется схемой излома конструкции.

Обращение статически неопределенной конструкции в изменяемую далеко не всегда означает, что статическая неопределенность полностью утрачивается. В многопролетной неразрезной балке достаточно образоваться одному пластическому шарниру, раскрывающемуся внизу, в одном из пролетов, и двум шарнирам, раскрывающимся вверху, ближе к опорам того же пролета или над опорами, ограничивающими этот пролет, чтобы система стала изменяемой. В других пролетах балка может при этом оставаться статически неопределенной. Плиты при исчерпании несущей способности разделяются линиями излома на диски. Признаком изменяемости (достаточным, но не необходимым) может служить то, что линии излома вместе с опорными шарнирами образуют конфигурацию статически неопределенной плоской фермы. Однако внутри дисков, образующих схему излома плиты, статическая неопределенность сохраняется.

Возможны случаи, когда чрезмерные деформации могут возникнуть раньше, чем полностью выявится геометрически изменяемая схема излома конструкции. Так, в П-образной раме с защемленными пятами и довольно гибкими стойками чрезмерные деформации могут произойти после образования трех пластических шарниров в ригеле за счет упругого изгиба стоек, тогда как для изменяемости системы должен был бы образоваться еще пластический шарнир в низу одной из стоек. Обычно в таких случаях переоценка несущей способности, даваемая методами предельного равновесия, оказывается незначительной, однако, если это можно предвидеть, следует изменять расчетную схему системы в запас прочности, например для расчета ригеля заменить заделку гибких стоек в фундамент шарнирным опиранием.

Деформации в пластических шарнирах и на линиях излома конструкции перераспределяют усилия в системе в соответствии с предельными условиями на них. Поэтому принципиально можно было бы для лишних неизвестных в статически неопределенных системах принимать произвольные значения, подбирая затем сечения в соответствии с принятыми усилиями. Однако произвол в выборе лишних неизвестных ограничивается соображениями, приведенными выше в п. 12 и 13.

В дальнейших разделах инструкции для подбора сечений стержневых конструкций, исходя из их несущей способности

собности, используются преимущественно указания по выбору для них величин лишних неизвестных.

Для плит, исходя из схем излома, выведенных на основе обобщения опытных данных, усилия в сечениях и армирование для них определяются из равенства виртуальных работ внешних и внутренних сил.

---

## *Глава II*

# **СБОРНЫЕ И МОНОЛИТНЫЕ ПЛИТЫ И НАСТИЛЫ, БАЛОЧНЫЕ И РАБОТАЮЩИЕ В ДВУХ НАПРАВЛЕНИЯХ**

### **Методы расчета**

15. Плоские плиты делятся на балочные и работающие в двух направлениях.

К балочным относятся прямоугольные равномерно нагруженные плоские плиты с отношением сторон  $\frac{l_2}{l_1} > 3$ , для которых повышение несущей способности, обусловленное оирианием по коротким сторонам, относительно невелико (обычно менее 20%).

Балочные плиты рассматриваются при расчете как полосы шириной в 1 м, вырезанные из плиты параллельно ее коротким сторонам.

Прямоугольные плиты при неравномерной нагрузке, равномерно нагруженные прямоугольные плиты при отношении сторон, равном трем или менее, квадратные плиты, плиты круглые и кольцевые, плиты более сложных форм, а также безбалочные перекрытия рассматриваются как работающие в двух направлениях.

Сборные настилы и плиты представляют собой обычно многопустотные или ребристые конструкции. В ребристых конструкциях сопротивление плит действию местных нагрузок рассчитывается, как правило, по методам, принятым для плит, работающих в двух направлениях.

В случаях, когда ребристым или многопустотным элементам в конструкции покрытия или перекрытия придается неразрезность, расчет их как целого должен быть произведен дважды: на нагрузки, действующие до создания неразрезности, и на воздействия, которым они подвергаются

после осуществления всех предусмотренных проектом связей. Если предусматривается создание преднатяжения, должен быть произведен также и расчет на усилия, возникающие при обжатии конструкции.

16. Несущая способность плит, работающих в двух направлениях, определяется, как правило, по методу предельного равновесия.

Приложение. В ряде случаев возникновение распора заставляет работать все или некоторые сечения плит на внецентренное сжатие, существенно повышая при этом несущую способность конструкции. Если это явление учитывается прямым путем, то необходимо также принимать во внимание деформации (прогибы) плит и их влияние на снижение плеча распора. В настоящей инструкции влияние распора оценивается лишь косвенно, путем снижения в определенных случаях требуемого сечения арматуры, найденного из расчета на определенный процент.

При расчете методом предельного равновесия предполагается, что плита разламывается на плоские звенья, соединенные друг с другом по линиям излома линейными пластическими шарнирами. В зависимости от того, раскрываются ли трещины по линиям излома на нижней или на верхней стороне плиты, эти линии излома называются положительными или отрицательными. Схема излома, образуемая линиями излома и опорными шарнирами плиты, должна удовлетворять следующим условиям:

а) сеть положительных или отрицательных линий излома, а если обе эти сети образуются на одной и той же плите, то каждая из них в отдельности должна разделять плиту на выпуклые фигуры (выпуклые многоугольники);

б) схема излома должна представлять собой однократно изменяемую систему, причем возможные перемещения ее должны согласоваться с условиями закрепления плиты.

Для суждения о степени изменяемости схемы излома плиты можно пользоваться аналогией между нею, с одной стороны, и шарнирно-стержневой фермой той же конфигурации — с другой стороны. При этом как стержни фермы рассматриваются все линии излома (независимо от их знака) и опорные шарниры плиты. Однократной изменяемости схемы излома плиты отвечает однократная статическая неопределенность соответствующей фермы.

Обоснование указанной аналогии состоит в том, что при отсутствии внешней нагрузки задание усилия в одном из стержней однажды статически неопределенной фермы однозначно определяет усилия в остальных стержнях и аналогично этому для однократно изменяемой системы задание одной из скоростей взаимного вращения звеньев однозначно определяет остальные скорости.

Примеры. Схема излома квадратной, опертой по контуру плиты, по рис. 1, а однократно изменяется, поскольку шарнирно-стержневой квадрат с двумя диагоналями однажды статически неопределен.

Также однократно изменяется схема излома такой же плиты на рис. 1, б, состоящая из треугольников: подсчет числа необходимых стержней фермы по формуле  $S=2n-3$ , где  $n$  — число узлов — показывает, что в данной схеме один стержень лишний.

Схема излома опертой по контуру прямоугольной плиты по рис. 1, в однократно изменяется, поскольку соответствующая схема фермы

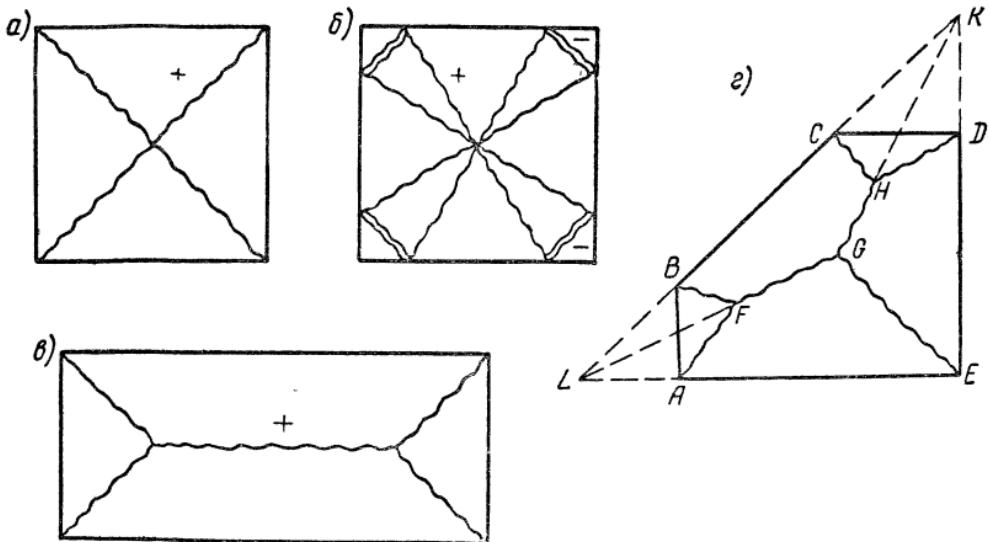


Рис. 1. Схема излома плит

а — квадратной с линиями излома по диагоналям; б — квадратной с линиями излома, образующими угловые элементы; в — прямоугольной плиты; г — пятиугольной плиты

образована двумя треугольниками, соединенными тремя параллельными стержнями, и в силу этого однажды статически неопределенна (одновременно эта схема фермы однократно изменяется, что не имеет значения для характеристики схемы излома плиты).

В схеме излома пятиугольной, опертой по контуру, плиты по рис. 1, г продолжение линии  $GF$  должно проходить через точку пересечения  $L$  направлений сторон  $BC$  и  $AE$ , а продолжение линии  $GH$  — через точку  $K$  пересечения сторон  $BC$  и  $ED$ . В противном случае для фермы того же очертания разрезы через три стержня  $BC$ ,  $FG$  и  $AE$  либо через  $BC$ ,  $GH$  и  $DE$  позволили бы определить усилия в этих стержнях по способу Риттера, после чего вырезанием узлов определялись бы усилия в прочих стержнях. Следовательно, ферма по рис. 1, г была бы статически определима, а соответствующая схема излома плиты оказалась бы неизменяемой, т. е. как схема излома непригодной.

Для данной схемы излома плиты соответствующая интенсивность нагрузки, заданной по ее конфигурации, определяется либо из равенства работ внешних и предельных внутренних сил на бесконечно малом возможном перемеще-

нии, обусловленном изменяемостью системы, либо в простейших случаях из условий равновесия звеньев системы.

Бесконечно малые возможные перемещения могут быть представлены в виде произведений конечных возможных (виртуальных) скоростей на бесконечно малый промежуток времени  $dt$ , общий для всех членов равенства. По сокращении на  $dt$  равенство сохраняется, поэтому в уравнении работ бесконечно малые возможные перемещения могут быть заменены виртуальными скоростями.

Равенство виртуальных работ может быть записано в виде

$$\sum P_i y_i + \int p y dF = \sum M_k \varphi_k, \quad (16.1)$$

где  $P$  — величина сосредоточенных грузов;

$p$  — интенсивность (вообще зависящая от координат) распределенной нагрузки;

$y_i$  — скорости возможных перемещений точек приложения сосредоточенных грузов;

$y$  — скорости возможных перемещений точек плиты в области действия распределенных нагрузок;

$M_k$  — предельный изгибающий момент на длине каждого линейного пластического шарнира (линии излома);

$\varphi_k$  — скорость взаимного поворота звеньев в каждом линейном пластическом шарнире;

$dF$  — дифференциал площади плиты.

В случае, когда нагрузка на плите только равномерно распределенная, левую часть уравнения виртуальных работ можно записать в форме

$$p \int y dF = pV, \quad (16.2)$$

где  $p$  — интенсивность равномерно распределенной нагрузки;

$V$  — объем, описанный при виртуальном перемещении той частью плиты, на которой действует равномерно распределенная нагрузка.

Правую часть равенства виртуальных работ можно также представить в виде

$$\sum M_j \psi_j. \quad (16.3)$$

При этом вся арматура плиты разбивается на группы стержней, характеризуемые следующими условиями:

а) все стержни одной группы взаимно параллельны;

.б) оба конца каждого стержня группы закреплены в одной и той же паре звеньев схемы излома плиты.

В выражении (16.3) обозначают:

$M_j$  — предельный изгибающий момент, отвечающий всем стержням арматуры какой-либо группы;

$\psi_j$  — проекция на нормаль к стержням рассматриваемой группы вектора скорости взаимного поворота тех двух звеньев, в которых закреплены концы стержней данной группы.

Суммирование распространяется на все группы стержней.

При равномерной нагрузке равенство виртуальных работ может быть, следовательно, записано в виде

$$pV = \sum M_j \psi_j. \quad (16.4)$$

Из всевозможных схем излома плиты наиболее опасной является та, которой отвечает наименьшая интенсивность предельной нагрузки.

В рассмотренных ниже конкретных случаях схемы излома плиты приняты в соответствии с опытными данными и теоретическими исследованиями, причем, однако, в целях упрощения допущены такие отклонения от теоретически наиболее опасных схем излома, которые не приводят к практически ощутимым погрешностям.

17. Расчет трещиностойкости и жесткости балочных плит производится как для неразрезных балок в соответствии с требованиями действующих норм и указаниями п. 7 настоящей инструкции.

Для плит, работающих в двух направлениях, расчет трещиностойкости производится согласно п. 9, расчет жесткости в соответствии с п. 8. При этом прогиб  $f_p$  определяется, полагая перемещения точек плиты пропорциональными соответствующим скоростям схемы излома плиты, а наименьший угол перелома между соседними звеньями равным  $\frac{\Delta}{\rho}$ , где  $\Delta$  — ширина полосы вдоль линии излома, на которой предполагается достижение арматурой предела текучести;  $\frac{1}{\rho_t} = \frac{R_a^h}{E_a(h_0 - x_{cp})}$  — кривизна плиты при достижении арматурой предела текучести. Для прямоугольных плит принимается  $\Delta = 0,4l$ , где  $l$  — меньшая из сторон плиты.

- Вышеуказанное правило для определения прогиба плиты  $f_p$  основано на том, что при достижении текучести арматуры на линии излома, где угол перелома наименьший, конструкция плиты становится изменяемой и несущая способность ее исчерпывается. Значение ширины  $\Delta$

для прямоугольных плит выведено из величин прогибов, найденных опытным путем, и подтверждается шириной распределения развитых трещин вдоль линий излома.

В случаях, когда поверхность плиты или ее части при исчерпании несущей способности переходит из плоскости в коническую поверхность, прогиб определяется, приравнивая величине  $\frac{1}{\rho_t}$  кривизну этой поверхности по направлению, перпендикулярному образующей для той точки, где эта кривизна наименьшая. В случае полного кругового конуса это приводит к формуле для прогиба в вершине

$$f_n = \frac{r^2}{\rho_t}, \quad (17.1)$$

где  $r$  — радиус основания конуса.

### Балочные плиты

18. Расчет несущей способности балочных плит железобетонных перекрытий с отношением сторон  $\frac{l_2}{l_1} > 3$  рекомендуется производить, принимая соотношения между пролетным и опорным моментами из условия, чтобы полусумма опорных моментов плюс момент в середине пролета составляла

$$M = \frac{pl^2}{8}. \quad (18.1)$$

Опорный момент на крайней свободной опоре принимается равным нулю. В остальных расчетных сечениях величина изгибающего момента принимается не меньшей, чем

$$M = \frac{pl^2}{24}. \quad (18.2)$$

В формулах (18.1) и (18.2) приняты следующие обозначения:

$p = g + q$  — полная равномерно распределенная расчетная нагрузка;

$g$  — постоянная равномерно распределенная расчетная нагрузка;

$q$  — временная равномерно распределенная расчетная нагрузка;

$l$  — расчетный пролет плиты.

Для пролетов плит, поддерживаемых с обеих сторон монолитно с ними связанными ребрами или балками, расчетный пролет  $l$  принимается равным пролету в свету.

При свободном опирании одного конца плиты на катковые или иные фиксированные опоры расчетный пролет принимается равным расстоянию свободной опоры от боковой поверхности противолежащего ребра или балки. В случае плоского свободного опирания расчетный пролет увеличивается против пролета в свету на половину толщины плиты.

Расчет несущей способности балочных плит с неравными пролетами рекомендуется производить следующим образом:

а) начинать расчет с большего пролета; величину пролетного момента для этого пролета плиты принимать:

1) если больший пролет плиты является крайним — в пределах

$$\frac{pl^2}{11} \geq M \geq \frac{pl^2}{14}; \quad (18.3)$$

2) если больший пролет плиты является средним — в пределах

$$\frac{pl^2}{16} \geq M \geq \frac{pl^2}{24}; \quad (18.4)$$

б) в соответствии с принятой величиной расчетного пролетного момента определяются для того же большего пролета плиты значения опорных моментов из условия (18.1), чтобы полусумма опорных моментов плюс момент в середине пролета составила

$$\frac{pl^2}{8};$$

в) полученные значения опорных моментов, откорректированные в соответствии с фактическим армированием на опорах, принимаются как заданные при определении расчетных моментов в соседних пролетах;

г) определение значений расчетных моментов (пролетных и опорных) рекомендуется производить при помощи табл. 2.

Расчет балочных плит с равными пролетами при армировании рулонными сетками рекомендуется производить следующим образом:

Таблица 2

Значение  $n_x$  для определения максимальных пролетных моментов в балочных плитах

$$\left( M_{\max} = \frac{p l^2}{n_x} \text{ при заданных опорных моментах } M_1 = -\frac{p l^2}{n_{лев}}; M'_I = -\frac{p l^2}{n_{прав}} \right)$$

$n_{прав}$	$n_{лев}$										∞
	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	
14,2	13	12,5	11,9	11,5	11,2	11	10,7	10,4	10,3	10,1	9,9
24	22,2	19,6	18	17	15,8	15,1	14,6	14,1	13,7	13,3	12,9
23	22,7	20	18,2	17,1	16,1	15,3	14,8	14,3	13,5	13,2	13,1
22	23,2	20,4	18,5	17,2	16,3	15,6	14,9	14,5	14	13,7	13,4
21	23,8	21	18,9	17,7	16,6	15,9	15,2	14,7	14,3	14,9	13,6
20	—	21,7	19,6	18,2	17	16,2	15,5	15	14,6	14,3	13,9
19	—	22,6	20,1	18,7	17,3	16,6	16	15,3	14,8	14,4	14,1
18	—	23,3	20,6	19,2	17,8	17	16,2	15,6	15,1	14,8	14,4
17	—	24	21,6	19,8	18,5	17,5	16,8	16,1	15,6	15,1	14,8
16	—	—	22,6	20,6	19,1	18,2	17,3	16,5	16	15,6	15,1
15	—	—	23,8	21,7	20	18,8	18	17,1	16,5	16,1	15,6
14	—	—	—	22,8	21,3	19,6	18,7	18	17,3	16,8	16,2
13	—	—	—	23,4	22,2	20,8	19,6	18,8	18,2	17,5	17
12	—	—	—	—	24	22,2	21,3	20	19,1	18,5	17,8
11	—	—	—	—	—	23,4	22,8	21,7	20,6	19,8	18,2
10	—	—	—	—	—	—	23,8	22,6	21,6	20,6	19,6
9	—	—	—	—	—	—	—	24	23,3	22,6	21,7
8	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

а) величину пролетных моментов в средних пролетах принимать по формуле

$$M = \frac{pl^2}{16}; \quad (18.5)$$

б) величину опорных моментов на средних опорах, кроме вторых от края перекрытия, принимать по формуле

$$M = -\frac{pl^2}{16}; \quad (18.6)$$

в) величины пролетных моментов в крайних пролетах и над вторыми от края опорами перекрытия принимать по формуле

$$M = \frac{pl^2}{11}. \quad (18.7)$$

**Примечание.** Величины опорных моментов, вычисленные согласно указаниям п. «б» и «в», относятся к сечениям плит на гранях опор.

При окаймлении балочных плит по всему контуру ребрами или балками, монолитно связанными с плитами, надлежит уменьшать площадь сечения арматуры плит против найденной из расчета в сечениях промежуточных пролетов и над промежуточными опорами на 20%.

В крайних пролетах и над вторыми от края перекрытия опорами балочных плит уменьшение сечения арматуры против данных расчета не производится.

Указанное в настоящем пункте снижение сечения арматуры приближенно учитывает возникновение распора, который способен воспринимать окружающие рассматриваемое поле, соседние поля плиты и окаймляющие балки. Для пролета балочной плиты, ближайшего к краю конструкции, распор не может быть значительным, а потому не учитывается.

**Пример 1.** Требуется рассчитать плиту железобетонного монолитного ребристого перекрытия, изображенного на рис. 2. **Даны.** Собственный вес конструкции  $g = 280 \text{ кг}/\text{м}^2$ ;

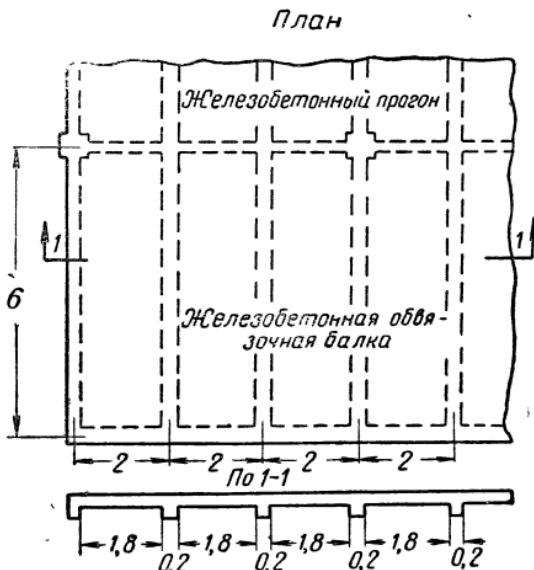


Рис. 2. Ребристое железобетонное перекрытие с балочными плитами

коэффициент перегрузки  $n_1 = 1,1$ ; полезная нагрузка на покрытия  $q = 600 \text{ кг/м}^2$ ; коэффициент перегрузки  $n_2 = 1,2$ , толщина плиты  $h = 8 \text{ см}$ ; бетон марки 150; арматура из ходнотянутой проволоки (по ГОСТ 6727—53).

*Расчет:*

а) определяют расчетный пролет

$$l = 2 - 0,2 = 1,8 \text{ м};$$

б) определяют расчетную нагрузку

$$P = 280 \cdot 1,1 + 600 \cdot 1,2 = 1028 \text{ кг/м}^2;$$

в) вычисляют изгибающие моменты:

[в крайних пролетах и над вторыми от края опорами по формуле (18.7)]

$$M = \frac{1028 \cdot 1,8^2}{11} = 303 \text{ кгм};$$

в средних пролетах — по формуле (18.5)

$$M = \frac{1028 \cdot 1,8^2}{16} = 208 \text{ кгм};$$

на средних опорах — по формуле (18.6)

$$M = -208 \text{ кгм};$$

г) определяют сечение арматуры на 1 пог. м ширины плиты (по НИТУ 123-55).

В крайнем пролете и над вторыми от края опорами

$$h_0 = 8 - (1 + 0,3) = 6,7 \text{ см}$$

по табл. 1 приложения 1 (НИТУ 123-55).

$$\text{При } A_0 = \frac{M}{bh_0^2 R_u} = \frac{30300}{100 \cdot 6,7^2 \cdot 80} = 0,085 \quad \alpha = 0,09;$$

$$F_a = \alpha b h_0 \frac{R_u}{R_a} = 0,09 \cdot 100 \cdot 6,7 \frac{80}{3150} = 1,53 \text{ см}^2.$$

В средних пролетах и на средних опорах

$$h_0 = 8 - (1 + 0,2) = 6,8 \text{ см};$$

$$A_0 = \frac{20800}{100 \cdot 6,8^2 \cdot 80} = 0,056, \quad \alpha = 0,06;$$

$$F_a = 0,06 \cdot 100 \cdot 6,8 \frac{80}{3150} = 1,04 \text{ см}^2.$$

В соответствии с требованием п. 18 уменьшают сечение арматуры в средних пролетах и над средними опорами на 20%

$$F_a = 0,8 \cdot 1,04 = 0,84 \text{ см}^2.$$

Армирование плиты в средних пролетах и над средними опорами произведено рулонными сетками 4—15/3. Армирование крайнего пролета и над второй от края опоры произведено рулонной сеткой, продолженной из средних пролетов, и дополнительно той же сеткой 4—15/3 (ГОСТ 8478—57).

В крайних пролетах и на второй от края опоре расчетное сечение арматуры не уменьшается.

Ввиду отсутствия агрессивной среды и давления жидкости расчет трещиностойкости не требуется. Большой опыт проектирования монолитных железобетонных плит аналогичных размеров делает излишней проверку их прогиба.

### Прямоугольные плиты, работающие в двух направлениях

19. Сумма пролетных и опорных моментов (рис. 3) в каждой панели плиты должна удовлетворять условию

$$\eta \frac{pl_1^2}{12} (3l_2 - l_1) = 2\bar{M}_1 + 2\bar{M}_2 + \bar{M}_I + \bar{M}'_I + \bar{M}_{II} + \bar{M}'_{II}, \quad (19.1)$$

где  $p$  — имеет то же значение, что и в формулах (18.1) и (18.2)

$l_1$  и  $l_2$  — меньший и больший расчетные пролеты плиты, значения которых в зависимости от условия опирания плиты принимаются согласно указаниям п. 18.

В основу расчета прямоугольных плит, имеющих опоры по всем четырем сторонам, при соотношении большого пролета к меньшему  $\frac{l_2}{l_1} < 3$  положено предельное состояние, характеризуемое образованием линейных пластических шарниров, указанных в схеме плиты, изображенной на рис. 4, а.

При скорости поступательного перемещения линий излома  $AB$  (рис. 4, а), равной 1, работа на возможном перемещении равномерной внешней нагрузки согласно п. 16 составляет

$$pV = \frac{pl_1(3l_2 - l_1)}{6}.$$

Скорости вращения каждого из четырех звеньев схемы излома относительно опор равны  $\frac{2}{l_1}$ , и диаграмма скоростей имеет вид, показанный на рис. 4, б. Отсюда для моментов, отвечающих нижней арматуре,

проходящей из звена I в звено 3 (момент  $\bar{M}_1$ , рис. 4, a) и из звена 2 в звено 4 (момент  $\bar{M}_2$ ), множителем в уравнении работ является величина  $\frac{4}{l_1}$ . Для моментов, отвечающих каждой группе стержней верхней чина

арматуры, которая пересекает на контуре одну из отрицательных линий излома (моменты с римскими индексами — рис. 3), множитель равен  $\frac{2}{l_1}$ . Влияние распора, возникающего в плитах, может быть оценено

(см. п. 16) снижением расчетного сечения арматуры.

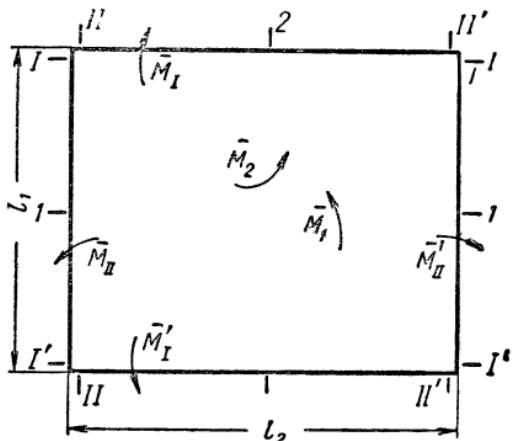


Рис. 3. Направление действия опорных и пролетных предельных моментов прямоугольной плиты

при  $\frac{l_k}{l} > 2$  снижение сечения арматуры не производится, где  $l$  — величина расчетного пролета в направлении, перпендикулярном краю перекрытия;

$l_k$  — величина пролета крайнего поля, измеряемая вдоль края перекрытия.

Соответственно этому в надлежащих случаях в левую часть уравнения работ вводится коэффициент  $\eta$ , равный 0,8 или 0,9.

Величины, пролетных и опорных моментов  $\bar{M}_1$ ,  $\bar{M}_2$ ,  $\bar{M}_1'$ ,  $\bar{M}_2'$ , входящих в формулу (19.1), определяются путем умножения соответствующих площадей сечений  $F_{a1}$ ,  $F_{a2}$ ,  $F_{aI}$ ,  $F_{aI}'$ ,  $F_{aII}$  и  $F_{aII}'$  на их расчетные сопротивления и на плечо внутренней пары  $z$

$$\bar{M}_i = F_{ai} R_a z, \quad (19.2)$$

Для плит, окаймленных со всех сторон балками или ребрами, благоприятное влияние распора оценивается для средних полей плит и над средними опорами снижением сечения арматуры на 20%.

В крайних полях плит и над вторыми от края перекрытия опорами.

при  $\frac{l_k}{l} < 1,5$  — на 20%;

при  $1,5 \leq \frac{l_k}{l} \leq 2$  — на 10%;

где  $z$  — плечо внутренней пары сил для соответствующего сечения плиты, равное  $0,9h_0$ ;

$R_a$  — расчетное сопротивление арматуры;

$F_{a1}$  — общая площадь сечения стержней растянутой арматуры, параллельных короткой стороне плиты и пересекающих пролетные линейные пластические шарниры;

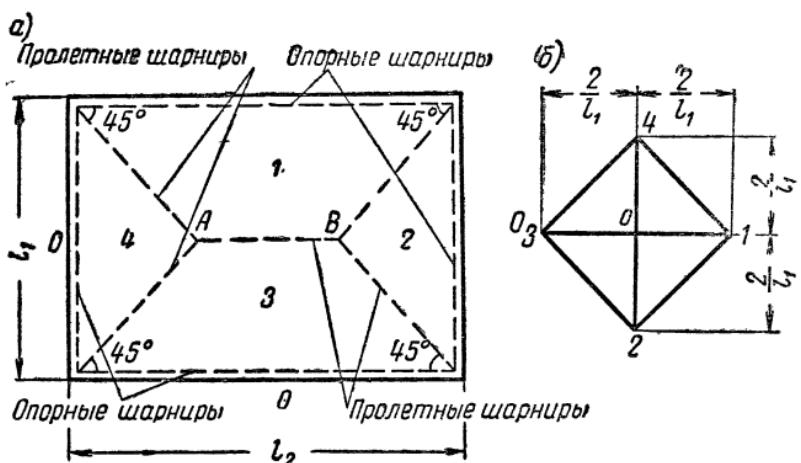


Рис. 4. Схема излома прямоугольной плиты

а — расположение пластических шарниров; б — план скоростей вращения жестких звеньев при скорости поступательного перемещения центра плиты, равного 1

$F_{a2}$  — общая площадь сечения стержней растянутой арматуры, параллельных длинной стороне плиты и пересекающих пролетные линейные пластические шарниры;

$F_{a1}$  — общая площадь сечения растянутой арматуры на опоре в сечении I—I на всю длину пролета плиты  $l_2$ ;

$F'_{a1}$  — общая площадь сечения растянутой арматуры на опоре в сечении I'—I' на всю ширину пролета плиты  $l_2$ ;

$F_{aII}$  — общая площадь сечения растянутой арматуры на опоре в сечении II—II на всю ширину пролета плиты  $l_1$ ;

$F'_{aII}$  — общая площадь сечения растянутой арматуры на опоре в сечении II'—II' на всю ширину пролета плиты  $l_1$ .

**П р и м е ч а н и я .** 1. Стержни, отогнутые или обрываются до пересечения с пролетным пластическим шарниром (рис. 5), в общую площадь  $F_{a1}$  и  $F_{a2}$  не включают (т. е. не включают те из стержней, обрывающихся или отгибающихся на расстоянии  $a$  от опор, которые расположены на участке плиты  $b=a$  от краев панели).

Площадь сечения стержней, которые расположены на участках  $b$ , но отгибаются или обрываются лишь у одной из опор и пересекают пролетный пластический шарнир одним своим концом, включают в общую площадь сечения арматуры  $F_{a1}$  и  $F_{a2}$  в размере только 50%.

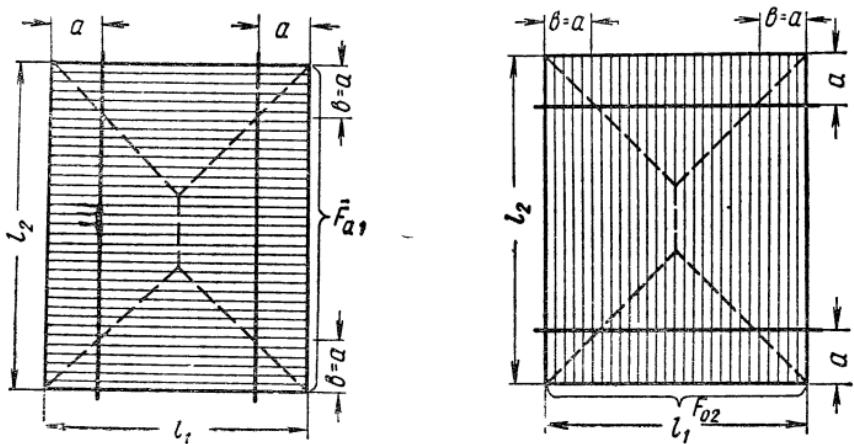


Рис. 5. Место обрыва части продольных и поперечных стержней прямоугольной плиты

2. При наличии у плиты свободных опор значения опорных моментов ( $\bar{M}_I$ ;  $\bar{M}'_I$ ;  $\bar{M}'_{II}$ ;  $\bar{M}''_{II}$ ) для свободной (незашемленной) опоры принимают равными нулю.

3. Значения опорных отрицательных моментов принимаются в формуле (19.1) и также в формулах (19.4)–(19.5) и примерах расчета по их абсолютной величине без учета знака момента.

Если нижняя арматура плиты обрывается частью или полностью, не доходя до опор, на расстояниях  $a_2$  от коротких сторон и  $a_1$  от длинных сторон плиты, то, кроме расчета по схеме излома плиты (см. рис. 4) и формуле (19.1), следует произвести проверку допустимости обрыва или отгиба этих стержней, исходя из схемы излома плиты (рис. 6), пользуясь формулой (19.3)

$$p \left( l_1 l_2 - l_1 a_2 - l_2 a_1 + \frac{4}{3} a_1 a_2 \right) = \frac{2\tilde{M}_1 + \bar{M}'_1 + \bar{M}_I}{a_1} + \frac{2\tilde{M}_2 + \bar{M}_{II} + \bar{M}'_{II}}{a_2}, \quad (19.3)$$

где  $\tilde{M}_1 = R_a \tilde{F}_{a1} z$  и  $\tilde{M}_2 = R_a \tilde{F}_{a2} z$ ; (19.4) и (19.5)

$\tilde{F}_{a1}$  и  $\tilde{F}_{a2}$  — площади доходящей до опор части растянутой нижней арматуры, параллельной короткой и соответственно длинной стороне плиты.

Формула (19.3) выведена на основании тех же соображений, что и формула (19.1), из условия одновременно возможного образования при разрушении схемы излома по рис. 6.

Допустимость мест обрыва верхней арматуры может быть проверена приближенно (в запас прочности), учитывая в формуле (19.1) только нижнюю арматуру и вводя вместо пролетов плиты длины тех частей пролетов, на которых верхняя арматура отсутствует.

По экономическим и конструктивным соображениям при подборе сечения рекомендуется руководствоваться следующими указаниями:

а) при армировании плит отдельными стержнями или плоскими сварными сетками соотношение  $\frac{f_{a2}}{f_{a1}}$  между пло-

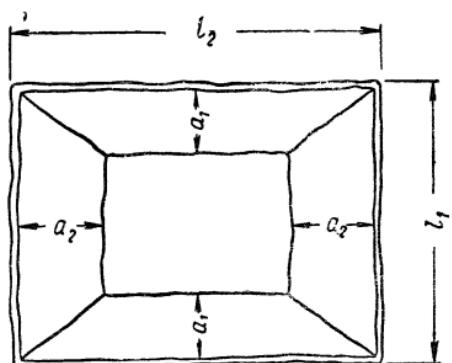


Рис. 6. Схема излома прямоугольной плиты с выделением прямоугольника по месту обрыва пролетной арматуры

Таблица 3

$l_2/l_1$	1	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5
$\frac{f_{a2}}{f_{a1}}$	1—0,8	0,9—0,7	0,8—0,6	0,7—0,5	0,6—0,4	0,65—0,35

Продолжение табл. 3

$l_2/l_1$	1,6	1,7	1,8	1,9	2
$\frac{f_{a2}}{f_{a1}}$	0,5—0,3	0,45—0,25	0,4—0,2	0,35—0,2	0,2—0,15

щадями сечения арматур, укладываемых на 1 м ширины плиты, назначать в зависимости от отношения пролетов плиты  $\frac{l_2}{l_1}$  согласно табл. 3;

б) при армировании плит рулонными сварными сетками применять для отношения сторон панелей  $\frac{l_2}{l_1} < 1,5$  сетки с квадратными ячейками и одинаковыми диаметрами стержней обоих направлений, а для отношения сторон панелей  $\frac{l_2}{l_1} > 1,5$  принимать соотношение  $\frac{f_{a2}}{f_{a1}}$  между площадями сечения арматур, укладываемых на 1 м ширины плиты согласно табл. 3;

в) соотношение между площадями сечения опорной и пролетной арматур, укладываемых на 1 м плиты

$$\frac{f_{aI}}{f_{a_1}} ; \quad \frac{f'_{aI}}{f_{a_1}} ; \quad \frac{f_{aII}}{f_{a_2}} ; \quad \frac{f'_{aII}}{f_{a_2}}$$

назначать в пределах 1—2,5; при этом для средних пролетов рекомендуется принимать эти соотношения ближе к 2,5.

Пример 2. Требуется проверить несущую способность полей крупнопанельной железобетонной плиты типа ПКЖ (ГОСТ 7/40—55), изображенной на рис. 7.

Даны. Расчетные пролеты поля  $l_1 = 127 \text{ см}$ ,  $l_2 = 138 \text{ см}$ , армирование произведено сварной сеткой с ячейкой  $20 \times 20 \text{ см}$  из стальной низкоуглеродистой холоднотянутой проволоки диаметром 4 мм. Сетка расположена посередине толщины плиты,  $h = 3 \text{ см}$ . Марка бетона плиты 200.

Средние поля рассчитывают как плиту, защемленную по всему контуру, а крайние — как плиту, защемленную по трем сторонам и свободно опертую на торцевое ребро.

Подсчет несущей способности производят по формуле (19.1).

а) Расчет среднего поля (рис. 8).

В направлении  $l_1$  и  $l_2$  уложено по 6  $\varnothing 4 \text{ мм}$  общей площадью  $F_{a1} = F_{a2} = 0,75 \text{ см}^2$ . Арматура поперек пролета плиты уложена в верхнем ряду, а вдоль пролета плиты — в нижнем ряду.

Высота сжатой зоны при определении моментов  $\bar{M}_1$ ,  $\bar{M}_1'$  и  $\bar{M}_I'$

$$x = \frac{0,75 \cdot 3150}{110 \cdot 138} = 0,155 \text{ см}.$$

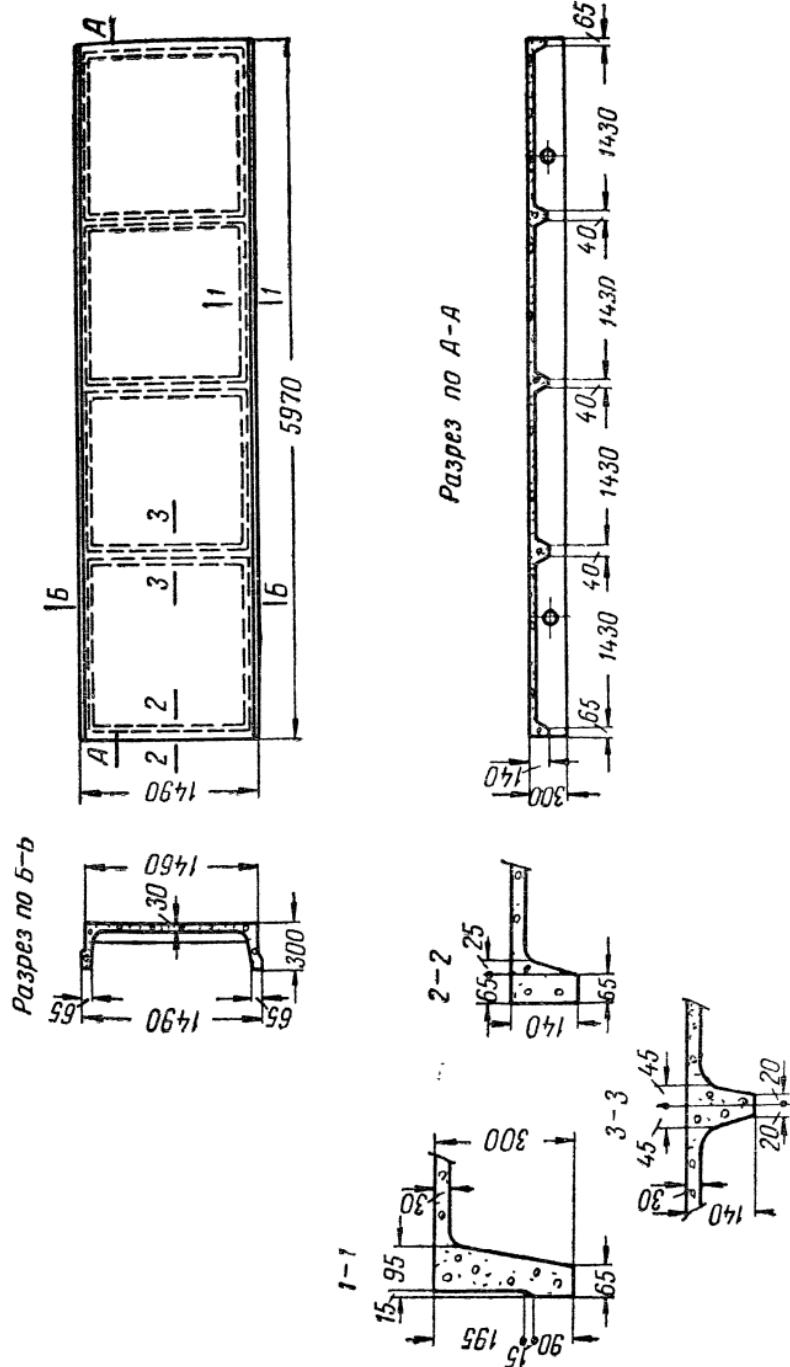


Рис. 7. Крупнопанельная железобетонная плита типа ПКЖ (ГОСТ 7740—55)

## Плечо внутренней пары

$$z_1 = 1,3 - 0,077 = 1,223 \text{ см};$$

$$z_1 = z_1' = 1,7 - 0,077 = 1,623 \text{ см}.$$

Величина предельных моментов

$$\bar{M}_1 = 0,75 \cdot 3150 \cdot 1,223 = 2890 \text{ кг см} = 28,9 \text{ кг м};$$

$$\bar{M}_{\text{I}} = \bar{M}'_{\text{I}} = 0,75 \cdot 3150 \cdot 1,623 = 3840 \text{ кг см} = 38,4 \text{ кг м}.$$

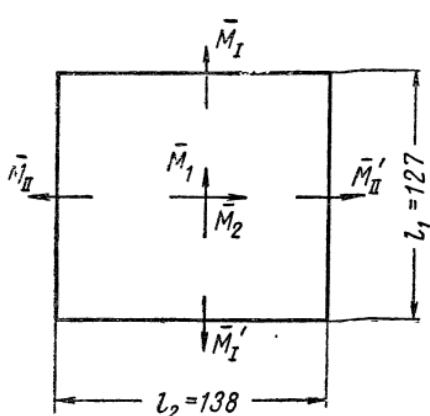


Рис. 8. Предельные моменты, действующие в среднем поле панели

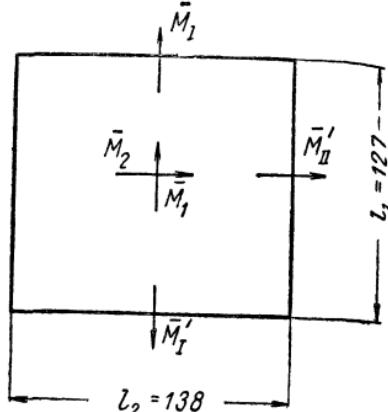


Рис. 9. Предельные моменты, действующие в крайнем поле панели

Высота сжатой зоны при определении моментов  $\bar{M}_2$ ,  $\bar{M}_{\text{II}}$  и  $\bar{M}'_{\text{II}}$

$$x = \frac{0,75 \cdot 3150}{110 \cdot 127} = 0,17 \text{ см}.$$

Плечо внутренней пары

$$z_2 = 1,7 - 0,085 = 1,615 \text{ см};$$

$$z_{\text{II}} = z'_{\text{II}} = 1,3 - 0,085 = 1,215 \text{ см}.$$

Величина предельных моментов

$$\bar{M}_2 = 0,75 \cdot 3150 \cdot 1,615 = 3810 \text{ кг см} = 38,1 \text{ кг м};$$

$$\bar{M}_{\text{II}} = \bar{M}'_{\text{II}} = 0,75 \cdot 3150 \cdot 1,215 = 2850 = 28,5 \text{ кг м}.$$

Приняв  $\eta = 0,8$  по формуле (19.1), находим несущую способность среднего поля

$$P = \frac{12(2 \cdot 28,9 + 2 \cdot 38,1 + 38,4 + 38,4 + 28,5 + 28,5)}{0,8 \cdot 1,27^2 (3 \cdot 1,38 - 1,27)} = 870 \text{ кг/м}^2$$

б) Расчет крайнего поля (рис. 9)

$$\bar{M}_1 = 28,9 \text{ кгм}; \bar{M}_2 = 38,1 \text{ кгм};$$

$$\bar{M}_I = \bar{M}'_I = 38,4 \text{ кгм}; \bar{M}_{II} = 0; \bar{M}'_{II} = 28,5 \text{ кгм}.$$

Приняв  $\eta=0,8$  по формуле (19.1), находим несущую способность крайнего поля

$$p = \frac{12(2 \cdot 28,9 + 2 \cdot 38,1 + 38,4 + 38,4 + 28,5)}{0,8 \cdot 1,27^2(3 \cdot 1,38 - 1,27)} = 780 \text{ кг/м}^2.$$

Подсчет несущей способности полей на сосредоточенную нагрузку.

Для случая сосредоточенной нагрузки, расположенной в центре плиты, формула для подсчета несущей способности имеет вид

$$\eta \frac{pl_1}{2} = 2\bar{M}_1 + \bar{M}_1 + \bar{M}'_1 + \frac{l_1}{l_2}(2\bar{M}_2 + \bar{M}_{II} + \bar{M}'_{II}).$$

Эта формула выведена из соображений, аналогичных формуле (19.1).

Отсюда

$$p = \frac{1}{\eta} \left( \frac{4\bar{M}_1}{l_1} + \frac{4\bar{M}_2}{l_2} + \frac{2\bar{M}_1}{l_1} + \frac{2\bar{M}'_1}{l_1} + \frac{2\bar{M}_{II}}{l_2} + \frac{2\bar{M}'_{II}}{l_2} \right).$$

а) Расчет среднего поля

$$p = \frac{1}{0,8} \left( \frac{4 \cdot 28,9}{1,27} + \frac{4 \cdot 38,1}{1,38} + \frac{2 \cdot 38,4}{1,27} + \frac{2 \cdot 38,4}{1,27} + \frac{2 \cdot 28,5}{1,38} + \frac{2 \cdot 2,85}{1,38} \right) = 505 \text{ кг}.$$

б) Расчет крайнего поля

$$p = \frac{1}{0,8} \left( \frac{4 \cdot 28,9}{1,27} + \frac{4 \cdot 38,1}{1,38} + \frac{4 \cdot 38,4}{1,27} + \frac{2 \cdot 28,5}{1,38} \right) = 455 \text{ кг}.$$

Жесткость и трещиностойкость полей крупнопанельных железобетонных плит всегда бывает, как правило, достаточной и проверок расчетом обычно не производят.

Пример 3. Требуется рассчитать плиту монолитного железобетонного перекрытия, изображенного на рис. 10.

**Даны.** Собственный вес конструкции  $g=400 \text{ кг/м}^2$ ; коэффициент перегрузки  $n_1 = 1,1$ ; полезная нагрузка на перекрытие  $q=1000 \text{ кг/м}^2$ ; коэффициент перегрузки  $n_2=1,2$ ; бетон марки 150; арматура из стали марки Ст.3.

## Расчет

а) Определяют расчетную нагрузку

$$P = 400 \cdot 1,1 + 1\,000 \cdot 1,2 = 1\,640 \text{ кг/м}^2.$$

б) Определяют расчетные пролеты для всех панелей плит, согласно указаниям п. 18:

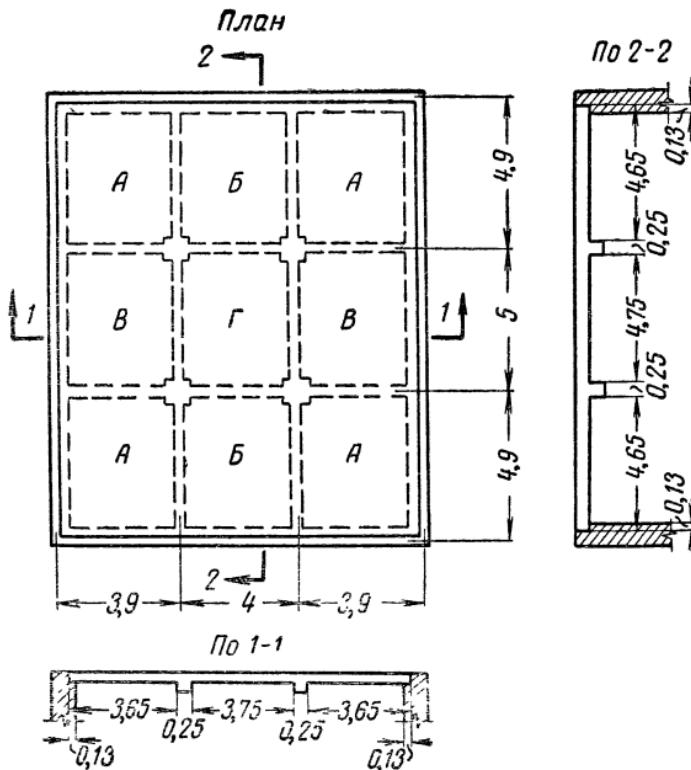


Рис. 10. Ребристое монолитное перекрытие с плинтами, заделанными по контуру.

для средней панели и для крайних в направлении, параллельном краю перекрытия

$$l_2 = 5 - 0,25 \cong 4,75 \text{ м};$$

$$l_1 = 4 - 0,25 \cong 3,75 \text{ м};$$

для крайних панелей в направлении, перпендикулярном краю перекрытия.

$$l_2 = 4,65 + 0,06 \cong 4,75 \text{ м};$$

$$l_1 = 3,65 + 0,06 \cong 3,75 \text{ м};$$

$$\frac{l_2}{l_1} = \frac{4,75}{3,75} = 1,27 < 1,5;$$

все панели плиты перекрытия рассчитывают как плиты, опертые по контуру.

### Панель Г

в) В соответствии с табл. 3 и указаниями п. 19 принятые следующие соотношения между площадями сечения арматур различных направлений:

$$\frac{f_{a_2}}{f_{a_1}} = 0,65; \quad \frac{f_{a_I}}{f_{a_1}} = \frac{f'_{a_I}}{f_{a_1}} = 2; \quad \frac{f_{a_{II}}}{f_{a_2}} = \frac{f'_{a_{II}}}{f_{a_2}} = 2.$$

г) Полезная высота сечения плиты в направлении  $l_1$

$$h_{0_1} = 12 - (1,5 + 0,4) = 10,1 \text{ см} = 0,101 \text{ м};$$

в направлении  $l_2$

$$h_{0_2} = 12 - (1,5 + 0,8 + 0,4) = 9,3 \text{ см} = 0,093 \text{ м}.$$

д) Так как 50% стержней обрываются на расстоянии  $\frac{l_1}{4}$  от опор, то площадь сечения арматуры  $F_{a1}$  определяют из условия

$$F_{a_1} = f_{a_1} \left( l_2 - \frac{0,5 \cdot 2l_1}{4} \right) = f_{a_1} \left( 4,75 - \frac{0,5 \cdot 2 \cdot 3,75}{4} \right) = 3,81f_{a_1},$$

где величина  $F_{a_1}$  выражена в  $\text{см}^2$ , а величина  $f_{a_1}$  в  $\text{см}^2/\text{м}$ .

Площадь сечения арматуры  $F_{a_2}$  определяют из условия

$$F_{a_2} = f_{a_2} \left( l_1 - \frac{0,5 \cdot 2l_1}{4} \right) = f_{a_2} \left( 3,75 - \frac{0,5 \cdot 2 \cdot 3,75}{4} \right) = 2,81f_{a_2}.$$

Так как согласно принятому выше  $f_{a_2} = 0,65f_{a_1}$ , то  $F_{a_2} = 2,81 \cdot 0,65f_{a_1} = 1,82f_{a_1}$ .

е) Площадь сечения арматуры  $F_{a_1} = F'_{a_1}$  (на опорах Г/Б) определяют из условия

$$F_{a_1} = F'_{a_1} = f_{a_1} l_2 = 4,75f_{a_1}$$

или согласно принятому  $f_{a_1} = 2f_{a_2}$

$$F_{a_1} = F'_{a_1} = 4,75 \cdot 2f_{a_2} = 9,5f_{a_2}.$$

ж) Площадь сечения арматуры  $F_{a_{II}}$  и  $F'_{a_{II}}$  (на опорах Г/Б) определяют из условия

$$F_{a_{II}} = F'_{a_{II}} = f_{a_{II}} l_1 = 3,75f_{a_{II}},$$

или согласно принятому  $f_{aII} = 2f_{a_2} = 2 \cdot 0,65f_{a_1}$ .

$$F_{aII} = F'_{aII} = 3,75 \cdot 2 \cdot 0,65f_{a_1} = 4,88 f_{a_1}.$$

3) Величины опорных и пролетных моментов определяются по формуле (19.2)

$$\bar{M}_1 = zR_a F_{a1} = 0,9 \cdot 0,101 \cdot 2100 \cdot 3,81f_{a1} = 725f_{a1} \text{ кгм};$$

$$\bar{M}_2 = zR_a F_{a_2} = 0,9 \cdot 0,093 \cdot 2100 \cdot 1,82f_{a_1} = 320f_{a_1} \text{ кгм};$$

$$\bar{M}_I = \bar{M}'_I = zR_a F_{a_I} = 0,9 \cdot 0,101 \cdot 2100 \cdot 9,5f_{a_1} = 1800f_{a_1} \text{ кгм};$$

$$\bar{M}_{II} = \bar{M}'_{II} = zR_a F_{a_{II}} = 0,9 \cdot 0,101 \cdot 2100 \cdot 4,88f_{a_1} = 925f_{a_1} \text{ кгм};$$

и) Определяем значение  $f_{a_1}$  по формуле (19.1); согласно п. 19 коэффициент  $\eta = 0,8$

$$0,8 \frac{1640 \cdot 3,75^2}{12} (3 \cdot 4,75 - 3,75) = (2 \cdot 725 + 2 \cdot 320 + \\ + 2 \cdot 1800 + 2 \cdot 925) f_{a_1} = 7540f_{a_1};$$

$$f_{a_1} = \frac{16160}{7540} = 2,14 \text{ см}^2/\text{пог. м};$$

$$f_{a_2} = 0,65f_{a_1} = 0,65 \cdot 2,14 = 1,4 \text{ см}^2/\text{пог. м};$$

$$f_{a_I} = f_{a_1} = 2f_{a_1} = 2 \cdot 2,14 = 4,28 \text{ см}^2/\text{пог. м};$$

$$f_{a_{II}} = f'_{a_{II}} = 2f_{a_2} = 2 \cdot 1,40 = 2,8 \text{ см}^2/\text{пог. м}.$$

Диаметр и шаг стержней в сетках подбирают после определения арматуры в соседних панелях.

### Панель Б

к) В соответствии с табл. 3 и п. 19 принимают следующие соотношения между площадями сечения арматур:

$$\frac{f_{a_2}}{f_{a_1}} = 0,65; \quad \frac{f_{aI}}{f_{a_1}} = \frac{f'_{aI}}{f_{aI}} = 2.$$

л) Арматура на опоре Г/Б определена ранее при расчете панели Г и поэтому ее принимают как заданную

$$f_{aII} = 2,8 \text{ см}^2/\text{пог. м}.$$

На всю ширину пролета

$$F_{a_1} = f_{a_1} \left( l_2 - \frac{0,5 \cdot 2l_1}{4} \right) = f_{a_1} \left( 4,75 - \frac{0,5 \cdot 2 \cdot 3,75}{4} \right) = 3,81 f^a;$$

$$F_{a_2} = f_{a_2} \left( l_1 - \frac{0,5 \cdot 2l_1}{4} \right) = f_{a_2} \left( 3,75 - \frac{0,5 \cdot 2 \cdot 3,75}{4} \right) = \\ = 2,81f_{a_2} = 2,81 \cdot 0,65 \cdot f_{a_1} = 1,82f_{a_1}; \\ F_{aI} = F'_{aI} = l_2 f_{aI} = 4,75 \cdot f_{aI} = 4,75 \cdot 2f_{a_1} = 9,5f_{a_1}; \\ F_{aII} = l_1 f_{aII} = 3,75 \cdot 2,8 = 10,5 \text{ см}^2.$$

м) Величины пролетных и опорных моментов определяются по формуле (19.2)

$$\overline{M}_1 = zR_a F_{aI} = 0,9 \cdot 0,101 \cdot 2100 \cdot 3,81 \cdot f_{a_1} = 725f_{a_1} \text{ кгм}; \\ \overline{M}_2 = zR_a F_{a_2} = 0,9 \cdot 0,093 \cdot 2100 \cdot 1,82f_{a_1} = 320f_{a_1} \text{ кгм}; \\ \overline{M}_1 = \overline{M}'_1 = zR_a F_{aI} = 0,9 \cdot 0,101 \cdot 2100 \cdot 9,5f_{a_1} = 1800f_{a_1} \text{ кгм}; \\ \overline{M}_{II} = zR_a F_{aII} = 0,9 \cdot 0,101 \cdot 2100 \cdot 10,5 = 2020 \text{ кгм}; \\ \overline{M}'_{II} = 0 \text{ (свободная опора)}.$$

Коэффициент  $\eta = 1$ , так как панель не по всему контуру окаймлена балками.

По формуле (19.1)

$$\frac{1640 \cdot 37,5^2}{12} (3 \cdot 4,75 - 3,75) = 2(725 + 320 + \\ + 1800)f_{a_1} + 2020; \\ 20200 = 5690f_{a_1} + 2020; \\ f_{a_1} = \frac{20200 - 2020}{5690} = 3,23 \text{ см}^2/\text{пог. м}; \\ f_{a_2} = 0,65 \cdot 3,23 = 2,1 \text{ см}^2/\text{пог. м}; \\ f_{aI} = f'_{aI} = 2 \cdot 3,23 = 6,46 \text{ см}^2/\text{пог. м}.$$

*Панель B*

н) Аналогично предыдущему принимаем

$$\frac{f_{a_2}}{f_{a_1}} = 0,65; \quad \frac{f_{aII}}{f_{a_2}} = 2.$$

о) Арматура на опоре Г/В определена ранее при расчете панели Г и потому ее принимают как заданную

$$f_{aI} = 4,28 \text{ см}^2/\text{пог. м}$$

на всю ширину пролета

$$F_{a_1} = f_{a_1} \left( l_2 - \frac{0,5 \cdot 2l_1}{4} \right) = f_{a_1} \left( 4,75 - \frac{0,5 \cdot 2 \cdot 3,75}{4} \right) = 3,81f_{a_1};$$

$$\begin{aligned} F_{a_2} &= f_{a_2} \left( l_1 - \frac{0,5 \cdot 2l_1}{4} \right) = f_{a_2} \left( 3,75 - \frac{0,5 \cdot 2 \cdot 3,75}{4} \right) = \\ &= 2,81f_{a_2} = 2,81 \cdot 0,65f_{a_1} = 1,82f_{a_1}; \end{aligned}$$

$$F_{aI} = l_2 f_{aI} = 4,75 \cdot 4,28 = 20,4 \text{ см}^2;$$

$$F_{aII} = F'_{aII} = l_1 f_{aII} = 3,75 \cdot 2f_{a_2} = 3,75 \cdot 2 \cdot 0,65f_{a_1} = 4,87f_{a_1}.$$

п) Величины пролетных и опорных моментов определяют по формуле (19.2)

$$\bar{M}_1 = zR_a F_{a_1} = 0,9 \cdot 0,101 \cdot 2100 \cdot 3,81f_{a_1} = 725f_{a_1} \text{ кгм};$$

$$\bar{M}_2 = zR_a F_{a_2} = 0,9 \cdot 0,093 \cdot 2100 \cdot 1,82f_{a_1} = 320f_{a_1} \text{ кгм};$$

$$\bar{M}_1 = zR_a F_{a_1} = 0,9 \cdot 0,101 \cdot 2100 \cdot 20,4 = 3910 \text{ кгм};$$

$$\bar{M}_{II} = \bar{M}'_{II} = zR_a F_{a_{II}} = 0,9 \cdot 0,101 \cdot 2100 \cdot 4,87f_{a_1} = 925f_{a_1} \text{ кгм},$$

$$\bar{M}'_1 = 0 \text{ (свободная опора).}$$

р) По формуле (19.1) при  $\eta = 1$

$$\frac{164^2 \cdot 3,75^3}{12} (3 \cdot 4,75 - 3,75) = 2(725 + 320 + 925)f_{a_1} + 3910;$$

$$20200 = 3940f_{a_1} + 3910;$$

$$f_{a_1} = \frac{20200 - 3910}{3940} = 4,15 \text{ см}^2/\text{пог. м};$$

$$f_{a_2} = 0,65 \cdot 4,15 = 2,68 \text{ см}^2/\text{пог. м};$$

$$f_{aII} = 2 \cdot 2,68 = 5,36 \text{ см}^2/\text{пог. м}.$$

### Панель А

с) Аналогично предыдущему принимаем соотношение между площадями сечения арматур  $\frac{f_{a_2}}{f_{a_1}} = 0,65$ .

Арматура на опорах А/В и А/Б определена ранее и поэтому ее принимают как заданную (на опоре А/Б  $f_{aI} = 6,46 \text{ см}^2/\text{пог. м}$ ; на опоре А/В  $f_{aII} = 5,36 \text{ см}^2/\text{пог. м}$ ).

т) На всю ширину плиты

$$F_{a_1} = f_{a_1} \left( 4,75 - \frac{0,5 \cdot 2 \cdot 3,75}{4} \right) = 3,81 f_{a_1} \text{ см}^2;$$

$$F_{a_2} = f_{a_2} \left( 3,75 - \frac{0,5 \cdot 2 \cdot 4,75}{4} \right) = 2,81 \cdot 0,65 f_{a_1} = 1,82 f_{a_1} \text{ см}^2;$$

$$F_{a_I} = l_2 f_{a_I} = 4,75 \cdot 6,46 = 30,6 \text{ см}^2;$$

$$F_{a_{II}} = l_1 f_{a_{II}} = 3,75 \cdot 5,36 = 20 \text{ см}^2.$$

у) Определяем пролетные и опорные моменты

$$\bar{M}_1 = zR_a F_{a_1} = 0,9 \cdot 0,101 \cdot 2100 \cdot 3,81 f_{a_1} = 725 f_{a_1} \text{ кгм};$$

$$\bar{M}_2 = zR_a F_{a_2} = 0,9 \cdot 0,093 \cdot 2100 \cdot 2,83 f_{a_1} = 320 f_{a_1} \text{ кгм};$$

$$\bar{M}_I = zR_a F_{a_I} = 0,9 \cdot 0,101 \cdot 2100 \cdot 30,6 = 5800 \text{ кгм};$$

$$\bar{M}_{II} = zR_a F_{a_{II}} = 0,9 \cdot 0,101 \cdot 2100 \cdot 20 = 3800 \text{ кгм}.$$

$$\bar{M}'_I = \bar{M}'_{II} = 0 \text{ (свободная опора).}$$

По формуле (19.1) при  $\eta = 1$

$$\frac{1640 \cdot 3,75^2}{12} (3 \cdot 4,75 - 3,75) = 2(725 + 320) f_{a_1} + 5800 + 3800;$$

$$20200 = 2090 f_{a_1} + 9600;$$

$$f_{a_1} = \frac{10600}{2090} = 5,1 \text{ см}^2/\text{пог. м};$$

$$f_{a_2} = 0,65 \cdot 5,1 = 3,3 \text{ см}^2/\text{пог. м}.$$

ф) Пэдбор диаметра арматуры и размеров ячеек сеток.

Армирование панелей производим раздельными сетками.

Панель А

$f_{a_1} = 5,1 \text{ см}^2$  принято  $10 \oslash 8$  на 1 пог. м,  $f_a = 5,03 \text{ см}^2$ ;

$f_{a_2} = 3,3 \text{ см}^2$  принято  $7 \oslash 8$  на 1 пог. м,  $f_a = 3,52 \text{ см}^2$ .

Размеры ячейки сетки в центре плиты  $100 \times 140 \text{ мм}$ .

Панель Б

$f_{a_1} = 3,23 \text{ см}^2$  принято  $7 \oslash 8$  на 1 пог. м,  $f_a = 3,52 \text{ см}^2$ ;

$f_{a_2} = 2,1 \text{ см}^2$  принято  $8 \oslash 6$  на 1 пог. м,  $f_a = 2,26 \text{ см}^2$ .

Размеры ячейки сетки  $140 \times 125 \text{ мм}$ .

### *Панель В*

$f_{a_1} = 4,15 \text{ см}^2$  принято  $8 \otimes 8$  на 1 пог. м,  $f_a = 4,02 \text{ см}^2$ ;

$f_{a_2} = 2,68 \text{ см}^2$  принято  $10 \otimes 6$  на 1 пог. м,  $f_a = 2,83 \text{ см}^2$ .

Размеры ячейки сетки  $100 \times 140 \text{ мм}$ .

### *Панель Г*

$f_{a_1} = 2,14 \text{ см}^2$  принято  $8 \otimes 6$  на 1 пог. м,  $f_a = 2,26 \text{ см}^2$ ;

$f_{a_2} = 1,4 \text{ см}^2$  принято  $5 \otimes 6$  на 1 пог. м,  $f_a = 1,42 \text{ см}^2$ .

Размер ячейки сетки  $125 \times 200 \text{ мм}$ .

### *Опора А/Б*

$f_{aI} = 6,46 \text{ см}^2$  принято  $8 \otimes 10$  на 1 пог. м,  $f_a = 6,28 \text{ см}^2$ .

Расстояние между рабочими стержнями сетки  $125 \text{ мм}$ .

### *Опора А/В*

$f_{aII} = 5,36 \text{ см}^2$  принято  $7 \otimes 10$  на 1 пог. м,  $f_a = 5,5 \text{ см}^2$ .

Расстояние между рабочими стержнями сетки  $140 \text{ мм}$ .

### *Опора Б/Г*

$f_{aII} = 2,8 \text{ см}^2$  принято  $10 \otimes 6$  на 1 пог. м,  $f_a = 2,83 \text{ см}^2$ .

Расстояние между рабочими стержнями сетки  $100 \text{ мм}$ .

### *Опора В/Г*

$f_{aI} = 4,28 \text{ см}^2$  принято  $9 \otimes 8$  на 1 пог. м,  $f_a = 4,53 \text{ см}^2$ .

Расстояние между рабочими стержнями сетки  $110 \text{ мм}$ .

х) Проверка соблюдения условий минимальных и максимальных процентов армирования.

Наименьшая площадь сечения арматуры (в панели Г) составляет

$$\frac{1,42 \cdot 100}{100 \cdot 9,3} = 0,15\% > 0,1\% .$$

Наибольшая площадь сечения арматуры (на опоре А/Б) составляет

$$\frac{6,46 \cdot 100}{100 \cdot 10,1} = 0,666\% < \frac{0,2 \cdot 80 \cdot 100}{2100} = 0,77\% .$$

ц) Определение прогиба панели Г

$$\frac{l_2}{l_1} = \frac{475}{375} = 1,27 \cong 1,3 .$$

Как для плиты, заделанной по контуру, находят (В. Г. Галеркин, «Упругие тонкие плиты») изгибающие моменты и прогиб для случая работы плиты без трещин

$$M_x = 0,0210pl_1^2 = 2953 P;$$

$$M_y = 0,0321pl_1^2 = 4514P;$$

$$f = 0,0216 \frac{pl_1^4}{Eh^3}.$$

Момент появления трещин на 1 см ширины плиты

$$M_T = \frac{h^2}{3,5} R_p^h = \frac{12^2}{3,5} 13 = 535 \text{ кгсм/см}.$$

Нагрузка при появлении трещин

$$4514P_T = 535,$$

откуда

$$P_T = \frac{535}{4514} = 0,119 \text{ кг/см}^2.$$

Прогиб в момент появления трещин

$$f_T = 0,0216 \frac{0,119 \cdot 375^4}{240\ 000 \cdot 12^3} = 0,12 \text{ см}.$$

Определение прогиба  $f_{\pi}$ , непосредственно предшествующего исчерпанию несущей способности,  $f_{a1} = 2,26$ ;  $f_{a2} = 142 \text{ см}^2$  (по действительно уложенной арматуре на 1 пог. м в середине плиты).

В месте наименьшего угла перелома (вблизи углов)

$$f_{s_{cp}} = \frac{f_{a_1} + f_{a_2}}{4} = \frac{2,26 + 1,42}{4} = 0,92 \text{ см}^2 \text{ на 1 пог. м линии излома;}$$

$$\alpha = \frac{0,92 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 3}{100 \cdot 9,7 \cdot 2,4 \cdot 10^5} = 0,025,$$

$$\text{где } 9,7 = \frac{10,1 + 9,3}{2} = h_{0cp};$$

$$x_{cp} = 9,7(-0,0125 + \sqrt{0,0125^2 + 0,025}) = \\ = 9,7(-0,0125 + 0,159) = 1,42 \text{ см}.$$

## Наименьший угол перелома

$$\varphi_1 = \frac{\Delta R_a^h}{E_a(h_0 - x_{cp})} = \frac{0,4 \cdot 375 \cdot 2400}{2,1 \cdot 10^6 \cdot (9,7 - 1,42)} = 0,020.$$

Угол поворота диска на опоре

$$\varphi_2 = \frac{\varphi_1}{\sqrt{2}} = \frac{0,020}{1,41} = 0,0141.$$

Прогиб

$$f_n = 187 \cdot 0,0141 = 2,64 \text{ см.}$$

Несущая способность плиты по уложенной арматуре по  $R_a^h$ .

$$p_n = 1980 \text{ кг/м}^2 = 0,198 \text{ кг/см}^2.$$

Нормативная нагрузка на перекрытие

$$p^h = 400 + 1000 = 1400 \text{ кг/м}^2 = 0,140 \text{ кг/см}^2;$$

$$f_{kp} = 0,12 + (2,64 - 0,12) \frac{0,140 - 0,119}{0,198 - 0,119} = 0,79 \text{ см};$$

$$f = f_{kp} \frac{g\theta + p}{q} = \frac{(400 + 850) \cdot 2 + 150}{1400} \cdot 0,79 = 1,49 \text{ см};$$

$$\frac{f}{l_1} = \frac{1,49}{375} = \frac{1}{250} < \frac{1}{200}.$$

## Расчет круглых и кольцевых свободно опертых плит

20. Для круглых свободно опертых плит, армированных равномерной квадратной сеткой, расчет производится по формуле

$$\frac{pr^2}{6} \leq R_a f_a z, \quad (20.1)$$

где  $f_a$  — сечение арматуры каждого из направлений стержней сетки, отнесенное к единице длины, перпендикулярного к стержням сечения;

$r$  — радиус плиты, определяемый по аналогии с п. 18.

При наличии в плите центрального отверстия радиусом  $r_1$  расчет производится по формуле

$$\frac{P(r^2 + rr_1 - 2r_1^2)}{6} \leq R_a f_a z. \quad (20.2)$$

Прогиб круглой свободно опертой плиты в центре может быть подсчитан по указаниям п. 17 [формула (17.1)].

## Г л а в а III

### НЕРАЗРЕЗНЫЕ БАЛКИ И РАМЫ

21. Расчет равнопролетных второстепенных балок с равномерно распределенной нагрузкой рекомендуется производить следующим образом:

а) величины пролетных моментов в средних пролетах принимать по формуле

$$M = \frac{pl^2}{16}; \quad (21.1)$$

б) величины опорных моментов на средних опорах принимать по формуле

$$M = \frac{pl^2}{16}; \quad (21.2)$$

в) величины пролетных моментов в крайних пролетах принимать по формуле

$$M = \frac{pl^2}{11}; \quad (21.3)$$

г) величины опорных моментов на вторых от конца опорах принимать по формуле

$$M = \frac{pl^2}{14}, \quad (21.4)$$

где  $p = g + q$  — полная равномерно распределенная расчетная нагрузка;

$g$  — расчетная нагрузка от собственного веса;

$q$  — полезная равномерно распределенная расчетная нагрузка;

$l$  — расчетный пролет, принимаемый:

1) для средних пролетов равным расстоянию между прогонами в свету;

2) в крайних пролетах при опирании балок на стену равным расстоянию от боковой поверхности прогона до центра опоры на стене;

3) в крайних пролетах при наличии по контуру перекрытия обвязочных балок равным расстоянию в свету между прогоном и обвязочной балкой.

Примечания. 1. Величины расчетных опорных моментов, вычисленные по формулам (21.2) и (21.4), относятся к сечениям балок на гранях опор.

2. Неравнопролетные второстепенные балки монолитных железобетонных перекрытий с пролетами, отличающимися друг от друга не более чем на 10%, разрешается рассчитывать по формулам (21.1)–(21.4), как и равнопролетные; при этом опорные моменты следует определить по большему смежному пролету.

22. Эпюры изгибающих моментов пролетных второстепенных равнопролетных неразрезных балок строятся следующим образом:

а) минимальные — во всех средних пролетах по параболам, отвечающим действию приведенной постоянной нагрузки  $g_1 = g + \frac{q}{4}$  и проходящим через вершины расчетных опорных ординат, а в крайних пролетах — по прямым, определяемым максимальной опорной и нулевой точкой, отстоящей от грани опоры на расстоянии, равном

$$\frac{(g+q) l}{8 \left(g + \frac{q}{4}\right)}.$$

Введение приведенной постоянной нагрузки учитывает приближенно изменение отрицательных моментов в пролете второстепенных балок, обусловленное сопротивлением главных балок кручению.

Расстояние нулевой точки от грани опоры в крайнем пролете определено таким образом, чтобы при загружении соседнего пролета полной нагрузкой и величине опорного момента  $\frac{(g+q) l^2}{16}$  обеспечивалось восприятие отрицательных моментов в рассматриваемом крайнем пролете, загруженном приведенной постоянной нагрузкой;

б) максимальные — по параболам, отвечающим действию постоянной и временной нагрузок и имеющим вершины на максимальных ординатах положительного момента, а именно: в крайних пролетах на  $0,425l$  от свободного конца, а в остальных пролетах — по середине пролета.

Эпюры моментов для равнопролетных балок при соотношениях полезной расчетной нагрузки к расчетной нагрузке от собственного веса  $\frac{q}{g}$ , равные от 0,5 до 5, по-

строенные в соответствии с приведенными выше указаниями, даны на рис. 11.

Значения коэффициентов  $\beta$ , необходимых для определения ординат отрицательных моментов  $M = \beta(g+q)l^2$ , в средних пролетах балок в зависимости от соотношения  $\frac{q}{g}$  приведены в табл. 4.

23. Процент армирования сечений балок и рам должен быть не менее минимального процента, требуемого нормами и техническими условиями, а для балок, ригелей и стоек рам, работающих по первому случаю внецентренного сжатия, должен также удовлетворять требованию п. 13 главы I.

Максимальный процент армирования стоек рам, работающих по второму случаю внецентренного сжатия, ограничивается требованиями технических условий и норм.

24. Для учета пластических деформаций главных неразрезных балок, неразрезных балок с неравными пролетами, а также рам необходимо располагать их расчетом как упругих систем. Результат расчета упругой системы не используется непосредственно для подбора сечений, а служит для ориентировки во избежание слишком раннего возникновения деформаций текучести в арматуре отдельных сечений и связанного с этими деформациями и чрезмерного раскрытия трещин.

Учитывая это, рекомендуется для сокращения труда широко пользоваться достаточно обоснованными приближенными методами расчета упругих систем.

25. Перераспределение усилий, обусловленное обстоятельствами, охарактеризованными в п. 1 настоящей инструкции, всегда может быть учтено, как изменение величин лишних неизвестных метода сил по сравнению с величинами, отвечающими упругой системе. При проектировании следует использовать перераспределение сил в статически неопределенных системах для достижения экономического и производственного эффекта: уменьшения расхода материалов, увеличения повторяемости элементов опалубки и арматуры, облегчения условий бетонирования и т. п. Однако во избежание раннего раскрытия трещин необходимо ограничивать перераспределение усилий таким образом, чтобы для каждого элемента конструкции в основных расчетных сечениях количество растянутой арматуры не уменьшалось бы против требуемого по расчету упругой системы более чем на 30%. При наличии осевой

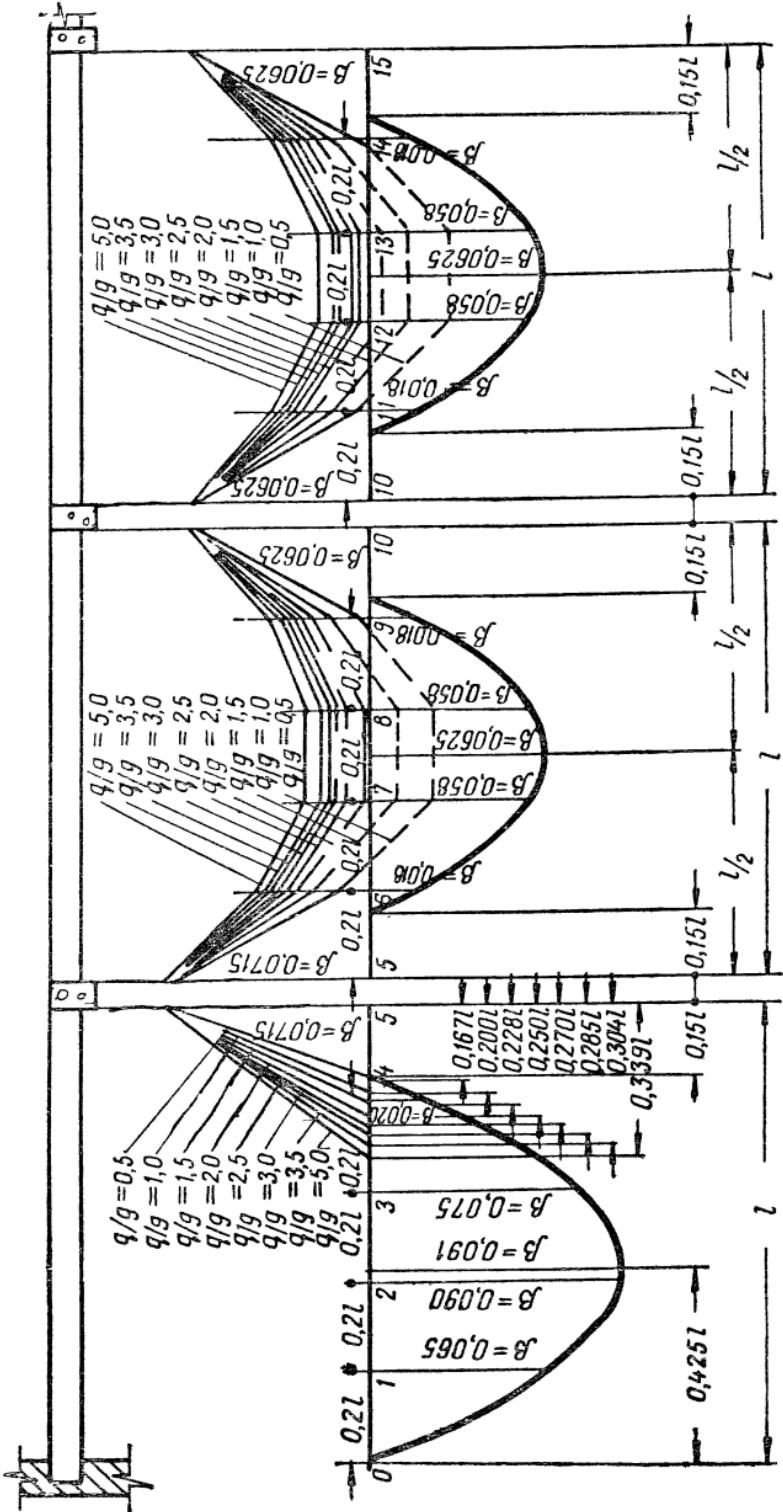


Рис. 11. Эпюры расчетных моментов для равнопролетных неразрезных встороженных балок

Таблица 4

**Значения коэффициентов  $\beta$  для определения ординат отрицательных моментов в средних пролетах балок  
в зависимости от соотношения нагрузки  $q/g$**

$$M = \beta(g+q)l^2$$

$q/g$	Номера точек										15
	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	
0,5	-0,0715	-0,010	+0,022	+0,024	-0,004	-0,0625	-0,003	+0,028	+0,028	-0,003	-0,0625
1	-0,0715	-0,020	+0,016	+0,009	-0,014	-0,0625	-0,013	+0,013	-0,013	-0,013	-0,0625
1,5	-0,0715	-0,026	-0,003	$\pm 0,000$	-0,020	-0,0625	-0,019	-0,004	+0,004	-0,019	-0,0625
2	-0,0715	-0,030	-0,009	-0,006	-0,024	-0,0625	-0,023	-0,003	-0,003	-0,023	-0,0625
2,5	-0,0715	-0,033	-0,012	-0,009	-0,027	-0,0625	-0,025	-0,006	-0,006	-0,025	-0,0625
3	-0,0715	-0,035	-0,016	-0,014	-0,029	-0,0625	-0,028	-0,01	-0,01	-0,028	-0,0625
3,5	-0,0715	-0,037	-0,019	-0,017	-0,031	-0,0625	-0,029	-0,013	-0,013	-0,029	-0,0625
4	-0,0715	-0,038	-0,021	-0,018	-0,032	-0,0625	-0,03	-0,015	-0,015	-0,03	-0,0625
4,5	-0,0715	-0,039	-0,022	-0,020	-0,033	-0,0625	-0,032	-0,016	-0,016	-0,032	-0,0625
5	-0,0715	-0,040	-0,024	-0,021	-0,034	-0,0625	-0,033	-0,018	-0,018	-0,033	-0,0625

силы момент относительно центра сжатой зоны сечения после перераспределения усилий должен составить не менее 70% от соответствующего момента упругой системы.

Стойки, работающие по второму случаю внецентренного сжатия, должны быть рассчитаны на усилия, принятые в результате перераспределения, однако они должны иметь достаточное сечение, чтобы воспринять полную продольную силу и, по крайней мере, половину изгибающего момента, отвечающего упругой системе.

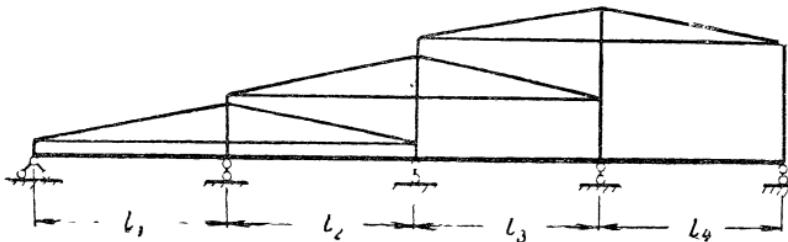


Рис. 12. Надопорные эпюры моментов, используемые для перераспределения усилий

26. Для расчета статически неопределенной конструкции с учетом перераспределения усилий следует сначала рассчитать статически неопределенную упругую систему любым эффективным методом на действие расчетной нагрузки от собственного веса и различных случаев невыгодного расположения расчетной полезной нагрузки. Усилия от каждого случая расположения расчетной полезной нагрузки складываются с усилиями от расчетной нагрузки собственного веса. В каждой из полученных таким образом эпюра прибавляются эпюры усилий от лишних неизвестных любой статически определимой основной системы, умножаемые на произвольные положительные или отрицательные множители, подбираемые так, чтобы возможно лучше удовлетворить указаниям и требованиям п. 25. Перераспределение усилий, осуществляемое указанным способом, производится для каждого из рассматриваемых невыгодных расположений расчетной полезной нагрузки независимо.

В дальнейшем при подборе сечений эпюрами усилий, построенными с учетом перераспределения, пользуются так же, как с эпюрами от отдельных нагрузок в упругой системе.

27. При расчете неразрезных балок к эпюрам моментов от отдельных невыгодно расположенных нагрузок, сложенным с эпюрами от расчетной постоянной нагрузки, прибавляются с произвольными по знаку и величине надпоровыми ординатами треугольные эпюры (рис. 12).

28. Распределение усилий в балках для подсчета деформацией следует определять согласно требованиям п. 7 настоящей инструкции.

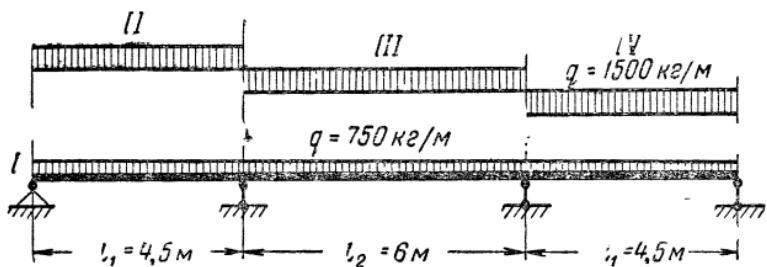


Рис. 13. Трехпролетная неразрезная балка

Пример 4. Требуется рассчитать для гражданского здания трехпролетную балку (рис. 13) с пролетами 4,5; 6 и 4,5 м.

Даны. Нагрузка от собственного веса конструкции

$$g = 750 \text{ кг/м.}$$

Нормальная равномерная полезная нагрузка  $q = 1500 \text{ кг/м}$ ; коэффициент перегрузки  $n_1 = 1,1$ ;  $n_2 = 1,2$ .

Расчет.

а) Методами расчета упругих систем определяют эпюры изгибающих моментов для различных случаев загружения:

$$a_{11} = 2(l_1 + l_2) = 2(4,5 + 6) = 21; \quad a_{12} = l_2 = 6;$$

$$a_{22} = 2(l_1 + l_2) = 2(4,5 + 6) = 21;$$

1) первое загружение — постоянная нагрузка

$$a_{1g} = a_{2g} = \frac{n_1 g (l_1^3 + l_2^3)}{4} = \frac{1,1 \cdot 750 (4,5^3 + 6^3)}{4 \cdot 1000} = 63,3;$$

2) второе загружение — полезная нагрузка в левом пролете

$$a_{1g} = \frac{1,2 \cdot 1500 \cdot 4,5^3}{4 \cdot 1000} = 40,8;$$

$$a_{2g} = 0;$$

3) третье загружение — полезная нагрузка в среднем пролете

$$a_{1g} = a_{2g} = \frac{1,2 \cdot 1500 \cdot 6^3}{4 \cdot 1000} = 97,2;$$

4) четвертое загружение — полезная нагрузка в правом пролете

$$a_{2g} = 40,8 \text{ (зеркально второму);}$$

$$a_{1g} = 0;$$

5) полученная система уравнений и ее решение приведены в табл. 5;

Таблица 5

$M_1$	$M_2$	Загружения			
		1	2	3	4
(1) 21	6	63,3	40,8	97,2	$0; \mu = -0,286$
(2)	21	63,3	0	97,2	40,8
$\mu (1)$	-1,71	-18,2	-11,7	-27,8	0
$(2)+\mu(1)$	19,29	45,2	-11,7	69,4	40,8
	$M_2 =$	-2,34	0,61	-3,6	-2,12
	$=6M_2$	-14,05	3,64	-21,6	-12,71
	$21 M_1$	49,25	44,44	75,6	-12,71
	$M_1 =$	-2,34	-2,12	-3,6	0,61

6) строим эпюры моментов (рис. 14) для невыгоднейших комбинаций нагрузок, ординаты которых сведены в табл. 6.

б) Производим перераспределение усилий (согласно п. 27) путем прибавления подобранных треугольных эпюр:

1) уменьшаем значение моментов в среднем пролете на 30%, для чего к эпюре моментов от третьего сочетания на-

грузок добавляем две треугольные эпюры (рис. 15, а) с надопорными ординатами, равными

$$-\frac{5,86 \cdot 30}{100} = -1,76 \text{ mm};$$

Таблица 6

Сочетание нагрузок	Сечения				
	1	2	3	4	5
1 сочетание I, II, III загружений . . .	2,62	-8,06	5,10	-5,33	-0,57
2 сочетание I, II, IV загружений . . .	4,72	-3,85	-0,14	-3,85	4,72
3 сочетание I и III загружений . . . . .	-0,88	-5,94	5,86	-5,94	-0,88
4 сочетание I, III и IV загружений . . .	-0,57	-5,33	5,10	-8,06	2,62
Максимальные ординаты . . . . .	4,85	-8,06	5,86	-8,06	4,85

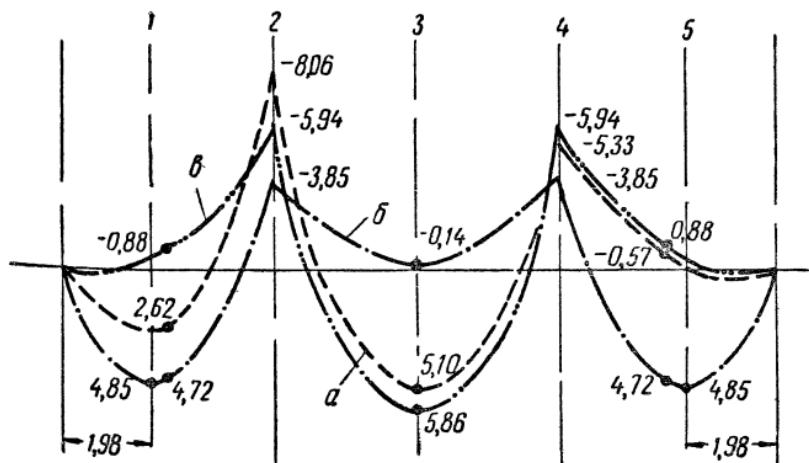


Рис. 14. Эпюры моментов в неразрезной балке при невыгоднейшей комбинации нагрузок

а — сочетание I, II и III; б — сочетание I, II и IV; в — сочетание I и III

2) уменьшаем значение моментов в крайних пролетах, для чего к эпюре моментов от второго сочетания прибавляем две треугольные эпюры (рис. 15,б) с надопорными ординатами, равными — 1,6 тм;

3) уменьшаем значение расчетного момента на средних опорах и уравниваем их между собой путем сложения эпюры моментов от I сочетания нагрузок и двух треуголь-

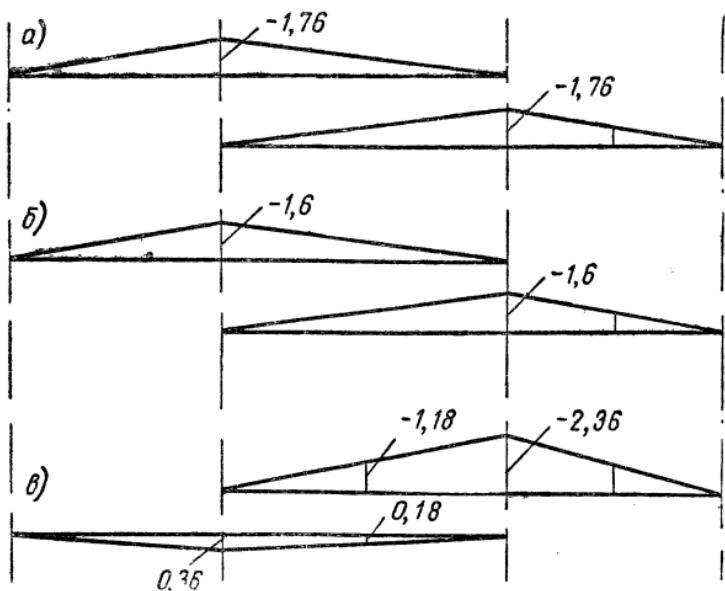


Рис. 15. Надопорные эпюры моментов в неразрезной балке

ных эпюр разных знаков (рис. 15,в) с надопорными ординатами, равными:

на левой опоре +0,36 тм;

на правой опоре —2,37 тм.

Полученные в результате перераспределений усилий эпюры моментов для различных сочетаний нагрузок показаны на рис. 16.

В случае необходимости уменьшения моментов на опорах возможен другой способ перераспределения усилий:

1) уменьшаем значение опорного момента на 30% и выравниваем их на эпюре I сочетания, для чего к ней добавляем две треугольные эпюры с надопорными ординатами:

на левой опоре +2,12 тм;

на правой опоре —0,61 тм;

2) уменьшаем пролетный момент в крайних пролетах путем прибавления к эпюре второго сочетания двух треугольных эпюр с надпорными ординатами — 1,6;

3) момент в среднем пролете оставляем тем же.

Эпюры моментов, полученные в результате перераспределения усилий по второму способу, показаны на рис. 17.

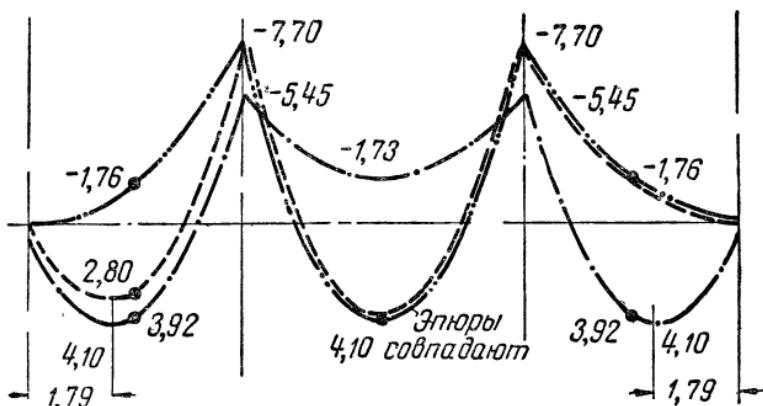


Рис. 16. Измененные в результате перераспределения усилий эпюры моментов

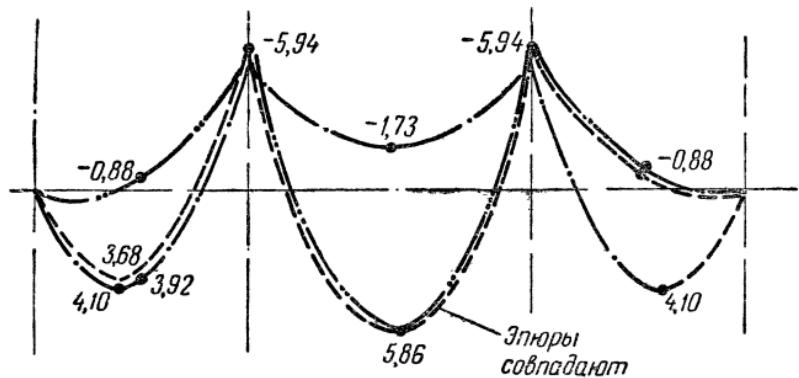


Рис. 17. Эпюры моментов в неразрезной балке, полученные в результате перераспределения усилий по второму способу

в) Производим проверку прогиба в среднем пролете.

Наименее выгодным сочетанием для прогибов в среднем пролете (см. рис. 14) является сочетание третье (нагрузка по схеме I и III).

Сечения в среднем пролете и на вторых от края опорах с учетом перераспределения усилий по первому варианту заармированы арматурой периодического профиля из ста-

ли Ст. 5 общей площадью при  $b = 20 \text{ см}$ ,  $h = 40 \text{ см}$  и марке бетона 200

$$F_{\text{ап}} = 5,05 \text{ см}^2; F'_{\text{ап}} = 2,1 \text{ см}^2; F_{\text{ао}} = 10,3 \text{ см}^2.$$

Соответственно жесткость сечений по НИТУ 123-55 при  $\psi=1$  равна

$$B_{\text{пр}} = 8,7 \cdot 10^9 \text{ кгсм}^2 = 870 \text{ тм}^2;$$

$$B_{\text{оп}} = 13,5 \cdot 10^9 \text{ кгсм}^2 = 1350 \text{ тм}^2.$$

Расчет упругой системы дает следующие значения моментов:

в среднем пролете  $M_{\text{пр}} = 5,86 \text{ тм};$

на второй от края опоре  $M_{\text{оп}} = 5,94 \text{ тм}.$

За моменты от нормативной нагрузки с некоторым приближением можно принять.

$$M_{\text{пр}}^{\text{н}} = \frac{M_{\text{пр}}(g^{\text{н}} + q^{\text{н}})}{g + q} = \frac{5,86 \cdot 2250}{2625} = 5 \text{ тм};$$

$$M_{\text{оп}}^{\text{н}} = \frac{M_{\text{оп}}(g^{\text{н}} + q^{\text{н}})}{g + q} = \frac{5,94 \cdot 2250}{2625} = 5,1 \text{ тм},$$

где  $g^{\text{н}} + q^{\text{н}} = 2250 \text{ кг/пог. м}$  — полная нормативная нагрузка;

$g + q = 2625 \text{ кг/пог. м}$  — полная расчетная нагрузка.

В соответствии с п. 7 поправочный коэффициент  $\chi$  к опорным моментам при  $\beta = \frac{B_{\text{пр}}}{B_{\text{оп}}} = \frac{8,7 \cdot 10^9}{13,5 \cdot 10^9} = 0,64$  равен  $\chi = 1,22$ .

Величина  $\chi$  принята как среднее значение по формулам (7.1) и (7.3).

Значения моментов для определения прогибов равны:

$$M_{\text{оп}}^{\text{n}} = \chi M_{\text{оп}}^{\text{н}} = 1,22 \cdot 5,1 = 6,2 \text{ тм};$$

$$M_{\text{пр}}^{\text{n}} = M_{\text{оп}}^{\text{n}} + M_{\text{пр}}^{\text{н}} - M_{\text{оп}}^{\text{н}} = 5 + 5,1 - 6,2 = 3,9 \text{ тм}.$$

На рис. 18 приведены расчетная эпюра моментов для определения прогибов, расчетная эпюра жесткостей и эпюра моментов от единичной силы, приложенной по направлению искомого перемещения.

Место нулевых моментных точек может быть определено из следующего соотношения:

$$\frac{(g^{\text{н}} + q^{\text{н}})x(l - x)}{2} - M_{\text{оп}}^{\text{н}} = 0$$

или

$$\frac{2250 \cdot 6}{2}x - \frac{2250 \cdot x^2}{2} - 6200 = 0,$$

откуда  $x = 1,14 \text{ м}.$

Прогиб  $f$  в середине пролета может быть получен в результате перемножения эпюр  $M_p$  и  $M_{x=1}$  с учетом переменной по длине жесткости.

Перемножение эпюр на рис. 18 дает значение прогиба при кратковременной нагрузке  $f_{kp} = 1,19 \text{ см.}$

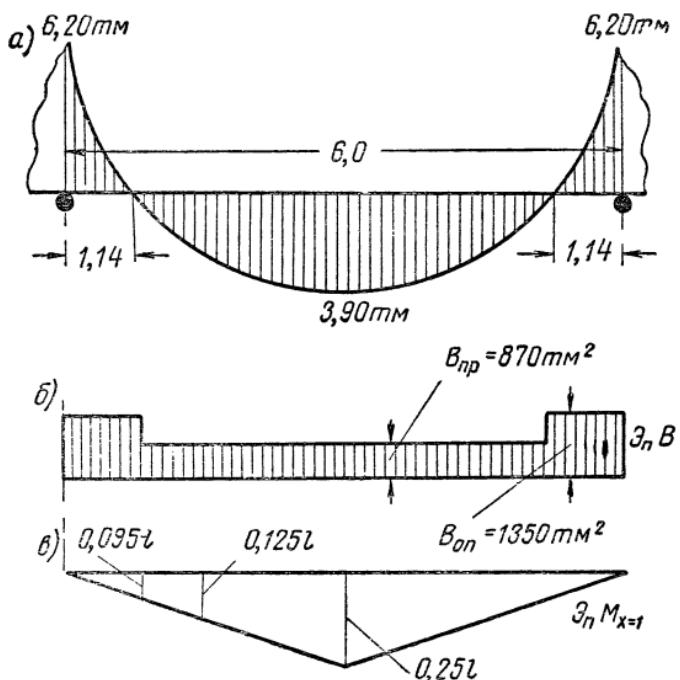


Рис. 18. Расчетные эпюры моментов и жесткостей для определения прогибов в среднем сечении среднего пролета

*a* — эпюра моментов; *б* — эпюра жесткости; *в* — эпюра моментов от единичной силы

С учетом длительного действия нагрузки

$$f = f_{kp} \frac{g \cdot \Theta + p}{q} = 1,19 \frac{750 \cdot 2 + 1500}{2250} = 1,59 \text{ см},$$

что составляет при пролете в 6 м  $\frac{1}{380}$  пролета, т. е. меньше  $\frac{1}{300}$  пролета в соответствии с требованиями норм.

При отсутствии агрессивных сред ширину раскрытия трещин можно не проверять.

Пример 5. Требуется рассчитать П-образную предварительно напряженную железобетонную двухшарнирную

раму покрытия пролетом 24 м при возвышении оси ригеля над опорными шарнирами 6 м.

Нормативная нагрузка полная  $q_n = 2825 \text{ кг/м}$ .

То же, без снега и утепления  $q_n^1 = 1745 \text{ кг/м}$ .

Полная расчетная нагрузка  $q = 3340 \text{ кг/м}$ .

Бетон марки 400.

Напрягаемая арматура — гладкая проволока диаметром 5 мм по ГОСТ 7348—55.

Схема расположения напрягаемой арматуры показана на рис. 19.

Схема рамы

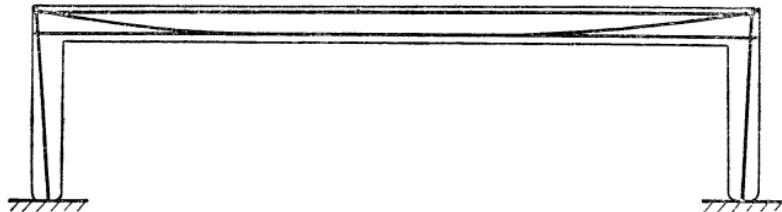


Рис. 19. Расположение напрягаемой арматуры  
в П-образной раме

Расчет прочности производится методом предельного равновесия, расчет трещиностойкости — с учетом естественного и искусственного перераспределения усилий.

Характер распределения усилий в упругой стадии, близкий к принятому для стадии исчерпания несущей способности, создается путем искусственного регулирования величины лишней неизвестной.

Ради облегчения ригеля целесообразно иметь на опоре момент, близкий по абсолютной величине к пролетному моменту. Конструктивно удобно пропустить прямые и изогнутые по параболе пучки ригеля по всей его длине. В сечении ригеля у грани стойки криволинейные пучки располагаются несколько менее выгодно, чем в пролете.

Приняв высоту сечения стоек равной 80 см, оценивают по эскизу расположения пучков соотношение моментов:

пролетный момент составит около 52%;

момент у грани стойки — около 48% от их суммы.

В силу этого расчетный пролетный момент равен

$$M_n = 0,52 \cdot 0,125 \cdot 3,34 \cdot 23,2^2 = 117 \text{ тм.}$$

Момент в сечении ригеля у грани стойки

$$M_2 = 0,48 \cdot 0,125 \cdot 3,34 \cdot 23,2^2 = 108 \text{ тм.}$$

Теоретический опорный момент (по оси стойки)

$$M_{\text{оп}} = 0,125 \cdot 3,34 \cdot 24^2 - M_n = 240 - 117 = 123 \text{ тм.}$$

Распор рамы

$$H = \frac{123}{6} = 20,5 \text{ м.}$$

Вертикальная реакция  $V = 3,34 \cdot 12 = 40 \text{ т.}$

Приняв высоту ригеля 1,2 м, находят изгибающий момент в стойке в уровне низа ригеля

$$M_c = 20,5 \cdot 5,4 = 110,7 \text{ тм.}$$

Эксцентрикитеты продольной силы  $e_0$ :  
в пролетном сечении ригеля

$$e_0 = \frac{117}{20,5} = 5,7 \text{ м;}$$

в сечении ригеля у грани стойки

$$e_0 = \frac{108}{20,5} = 5,28 \text{ м;}$$

в сечении стойки в уровне низа ригеля

$$e_0 = \frac{110,7}{40} = 2,76 \text{ м.}$$

### Проверка сечений по условию прочности

Сечение стойки у нижней поверхности ригеля принято прямоугольное размером 60×80 см, армированное восемью пучками по 12Ø5 мм, расположенными в два ряда на расстояниях 7,5 см и 16,5 см от наружного края стойки. Центр тяжести пучков отстоит от края сечения на 12 см. Сечение арматуры 18,8 см<sup>2</sup>.

Высоту сжатой зоны определяют из уравнения моментов относительно равнодействующей силы в сечении. При расчетном сопротивлении арматуры 9500 кг/см<sup>2</sup> и расчетном сопротивлении бетона на сжатие при изгибе 210 кг/см<sup>2</sup> уравнение моментов записывается

$$18,8 \cdot 9,5 \left( 2,76 + \frac{0,8}{2} - 0,12 \right) - \\ - 2100 \cdot 0,6x \left( \frac{x}{2} + 2,76 - \frac{0,8}{2} \right) = 0$$

или  $x^2 + 4,72x - 0,87 = 0$ ;  $x = 0,18 \text{ м.}$

Расчетная несущая способность сечения  
 $N = 2100 \cdot 0,6 \cdot 0,18 - 9,5 \cdot 18,8 = 227 - 179 = 48 \text{ т.}$

Сечение ригеля двутавровое высотой 1,2 м со стенкой 14 см, шириной полок 60 см и толщиной их по краям 15 см и у сопряжения со стенкой — 19 см. Сечение армировано семью пучками по 12Ø5 мм, из которых четыре прямолинейно расположены в полках на расстоянии 6 см от верхней и нижней грани сечения. Криволинейные пучки расположены в вертикальной плоскости симметрии сечения.

В пролетном сечении расстояния криволинейных пучков от нижней грани сечения составляют 6; 15 и 24 см. Центр тяжести нижней арматуры отстоит от нижней грани на расстоянии

$$\frac{3 \cdot 6 + 15 + 24}{5} \cong 11 \text{ см};$$

сечение нижних пучков — 11,8 см<sup>2</sup>;

сечение верхних пучков — 4,69 см<sup>2</sup>;

полное сечение арматуры — 16,49 см<sup>2</sup>.

Для среднего сечения ригеля полная величина потерь, оцененная по СН 10-57, составляет 2050 кг/см<sup>2</sup>. Величина напряжения без учета потерь  $\sigma_0 = 11000 \text{ кг/см}^2$ .

Согласно СН 10-57 напряжение верхней арматуры при исчерпании прочности принимается равным  $\sigma_c = 3600 - (11000 - 2050) = -5350 \text{ кг/см}^2$  (растяжение).

Высоту сжатой зоны определяют из уравнения моментов относительно равнодействующей силы в сечении

$$11,8 \cdot 9,5 \left( 5,7 + \frac{1,2}{2} - 0,11 \right) + \\ + 4,69 \cdot 5,35 \left( 5,7 - \frac{1,2}{2} + 0,06 \right) - \\ - \frac{2100 \cdot 0,6}{2} \left( x^2 + 2 \left( 5,7 - \frac{1,2}{2} \right) x \right) = 0; \\ x^2 + 10,2x - 1,31 = 0; \quad x = 0,126 \text{ м};$$

$$N = 2100 \cdot 0,6 \cdot 0,126 - 11,8 \cdot 9,5 - 4,69 \cdot 5,35 = 22 \text{ т} > 20,5 \text{ т}.$$

В сечении ригеля у грани стойки расстояния криволинейных пучков от верхней грани составляют 17; 26 и 35 см. Расстояние центра тяжести верхней арматуры от верхней грани

$$\frac{2 \cdot 6 + 3 \cdot 26}{5} = 18 \text{ см}.$$

Величина полных потерь в этом сечении, подсчитанная согласно СН 10-57, равна  $1550 \text{ кг}/\text{см}^2$ .

$$\sigma_c = 3600 - (11000 - 1550) = -5850 \text{ кг}/\text{см}^2 \text{ (растяжение).}$$

Уравнение для определения высоты сжатой зоны:

$$11,8 \cdot 9,5 \left( 5,28 + \frac{1,2}{2} - 0,18 \right) + \\ + 4,69 \cdot 5,85 \left( 5,28 - \frac{1,2}{2} + 0,06 \right) - \\ - \frac{2100 \cdot 0,6}{2} \left( x^2 + 2 \left( 5,28 - \frac{1,2}{2} \right) x \right) = 0;$$

$$x^2 + 9,36x - 1,22 = 0; \quad x = 0,128 \text{ м};$$

$$N = 2100 \cdot 0,6 \cdot 0,128 - 11,8 \cdot 9,5 - 4,69 \cdot 5,85 = 22 \text{ м} > 20,5 \text{ м.}$$

### Расчет трещиностойкости сечений

Принимают распределение усилий, подобное принятому для расчета несущей способности. Тогда усилия уменьшаются в отношении нагрузок

$$\frac{3,34}{2,825} = 1,18.$$

Проверяют сечение стойки на уровне нижней грани ригеля. Ввиду малого процента армирования геометрические характеристики сечения определяют без учета арматуры.

$$\text{Ядровое расстояние } \frac{0,8}{6} = 0,13 \text{ м.}$$

Момент сопротивления с учетом пластических свойств бетона

$$W_t = 1,75 \frac{0,6 \cdot 0,8^2}{6} = 0,112 \text{ м}^3.$$

Ядровой момент от внешних сил

$$M^a = \frac{40}{1,18} (2,76 - 0,13) = 33,9 \cdot 2,63 = 89,2 \text{ тм.}$$

Потери в рассматриваемом сечении оценены в  $1550 \text{ кг}/\text{см}^2$ .

Напряжение арматуры с учетом коэффициента точности натяжения 0,9  $(11000 - 1550) = 8500 \text{ кг}/\text{см}^2$ .

Ядровой момент от сил натяжения

$$8,5 \cdot 18,8 (0,28 + 0,13) = 65,5 \text{ тм.}$$

$$R_p = 18 \text{ кг/см}^2;$$

$$R_p W_6 = 180 \cdot 0,112 = 20,2 \text{ тм};$$

$$65,5 + 20,2 = 85,7 \text{ тм} < 89,2 \text{ тм},$$

т. е. условие трещиностойкости не выполняется. Чтобы удовлетворить условию трещиностойкости, применяют иное распределение усилий, а именно уменьшают распор на 5%. При этом изгибающий момент и эксцентризитет силы в сечении уменьшаются на 5%. Величина ядрового момента от внешних сил становится равной

$$M_{\text{в}}^{\text{я}} = 33,9 (2,76 \cdot 0,95 - 0,31) = 84,5 \text{ тм}.$$

При этом  $85,7 \text{ тм} > 84,5 \text{ тм}$ . Условие трещиностойкости удовлетворено.

Проверяют трещиностойкость ригеля в середине пролета. Величина распора

$$H = \frac{20,5}{1,18} = 0,95 = 16,5 \text{ м}.$$

Эксцентризитет сжимающей силы в пролетном сечении

$$e_0 = \frac{2,825 \cdot 24^2}{8 \cdot 16,5} - 6 = 6,3 \text{ м}.$$

Момент инерции сечения (пренебрегая арматурой)

$$J = \frac{0,6 \cdot 1,2^3 - 0,4 \cdot 0,86^3}{12} = 0,062 \text{ м}^4.$$

Площадь сечения

$$F = 1,2 \cdot 0,14 + 2 \cdot 0,46 \cdot 0,17 = 0,32 \text{ м}^2;$$

$$\rho^2 = \frac{J}{F} = \frac{0,062}{0,32} = 0,194 \text{ м}^2. \text{ Ядровое расстояние } \frac{0,194}{0,6} = 0,32 \text{ м}.$$

Ядровой момент внешней силы

$$M_{\text{в}}^{\text{я}} = 16,5 (6,3 - 0,32) = 98,7 \text{ тм}.$$

Расстояние центра тяжести всей арматуры от низа сечения

$$\frac{5 \cdot 0,11 + 2 \cdot 1,14}{7} = 0,4 \text{ м}.$$

Напряжение арматуры с учетом точности натяжения  
 $0,9(11\ 000 - 2\ 050) = 8\ 050 \text{ кг}/\text{см}^2$ .

Ядровой момент от сил натяжения

$$M_{\text{об}}^{\pi} = 8,05(11,8 + 4,69)(0,6 - 0,4 + 0,32) = 69,2 \text{ тм};$$

$$W_6 = 1,5 \frac{0,062}{0} = 0,155 \text{ м}^3;$$

$$R_p W_6 = 180 \cdot 0,155 = 28 \text{ тм};$$

$$M_{\text{об}}^{\pi} + R_p W_6 = 69,2 + 28 = 97,2 \text{ тм};$$

разница с ядовыми моментом внешних сил менее 2%; сечение принимается без усиления.

Сечение ригеля у грани стойки находится в более благоприятных условиях в силу меньшей величины момента при выбранном значении распора и меньшей величине потерь, чем в середине пролета. Поэтому условие трещиностойкости ригеля у грани стойки соблюдается.

Для создания в системе желаемого распределения усилий сопряжение одной из стоек с ригелем во время монтажа устраивается шарнирным, причем ось шарнира смешена с оси стойки внутрь пролета на 25 см. Момент в шарнире создается натяжением напрягаемой арматуры стоек. После заделки шарнира бетоном дается дополнительная подтяжка арматуры для обжатия бетона, после чего каналы инъецируются.

В упругой стадии распор от нагрузки  $q$  равен

$$H = \frac{q l^3}{4h \left( 2h \frac{J_p}{J_c} + 3l \right)},$$

где пролет  $l = 24 \text{ м}$ ;

высота стоек  $h = 6 \text{ м}$ ;

момент инерции стойки  $J_p = 0,062 \text{ м}^4$ ;

момент инерции стойки  $J_c = \frac{0,6 \cdot 0,8^3}{12} = 0,026 \text{ м}^4$ ;

$$\frac{J_p}{J_c} = \frac{0,062}{0,026} = 2,38,$$

отсюда

$$H = q \frac{24^3}{4 \cdot 6(12 \cdot 2,38 + 3 \cdot 24)} = 5,73 q.$$

Регулирование распора производится при отсутствии утепления и снега при нагрузке  $q' = 1,745 \text{ т/м}$ .

Прирост распора от утепления и снега

$$\Delta H = 5,73(2,825 - 1,745) = 6,18 \text{ т.}$$

Для полной нормативной нагрузки была принята величина распора 16,5 т.

При отсутствии утепления и снега распор должен составить

$$H_{\text{треб}} = 16,5 - 6,18 = 10,32 \text{ т.}$$

Для упругой системы

$$H_{\text{упр}} = 5,73 \cdot 1,745 = 10 \text{ т.}$$

Следовательно, за счет регулирования распор должен быть увеличен на 0,32 т. Учитывая ослабление (релаксацию) эффекта искусственного регулирования вследствие ползучести, принимают величину распора, создаваемого после регулирования, равной

$$H_{\text{зад}} = 10,65 \text{ т.}$$

При наличии шарнира в стойке, смешенного с ее оси, распор в статически определимой системе составит

$$H_c = 12 \cdot 1,745 \frac{0,25}{5,4} = 0,97 \text{ м.}$$

Натяжением арматуры должен быть создан распор

$$H_s = H_{\text{зад}} - H_c = 10,65 - 0,97 = 9,68 \text{ т.}$$

Натяжение арматуры усилием  $S_1$  в статически определимой системе создает распор

$$H_{1s} = \frac{S_1(0,28 + 0,25)}{5,4} = 0,098S_1.$$

После замыкания шарнира дополнительное усилие натяжения в арматуре создает добавочный распор.

В основной системе натяжения арматуры стоек усилием  $S_2$  вызовет эпюры моментов, возрастающие от нуля у пят рамы до максимума на оси ригеля. Расстояние от центра тяжести арматуры стоек до их оси в уровне оси ригеля равно 0,33 м. Эпюры моментов в раме, вызванная силами  $S_2$ , показана на рис. 20, а. Эпюра моментов от единичного распора приведена на рис. 20, б.

Перемещение  $\delta_{hs}$  по направлению распора в основной системе под влиянием сил  $S_2$  равно

$$\delta_{hs} = -\frac{2}{9} \frac{S_2 h^2}{J_c},$$

перемещение по направлению распора от единичного распора

$$\delta_{h..n} = \left( \frac{l}{J_p} + \frac{2}{3} \frac{h}{J_c} \right) h^2.$$

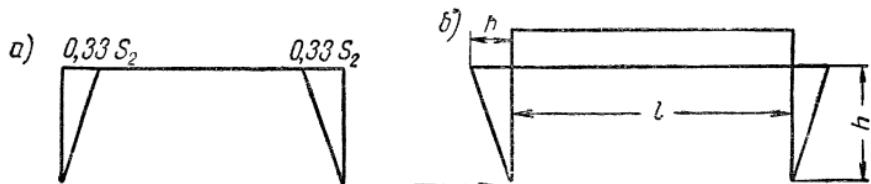


Рис. 20. Эпюры моментов, вызванные  
а — силами  $S_2$ ; б — силами распора

Распор  $H_{2s}$ , вызванный силами  $S_2$ , равен:

$$H_{2s} = \frac{2S_2}{3 \left( 3l \frac{J_c}{J_p} + 2h \right)} = \frac{2S_2}{3 \left( \frac{3 \cdot 24}{2,38} + 12 \right)} = 0,0157S_2;$$

$$H_s = H_{1s} + H_{2s} = 0,098S_1 + 0,0157S_2 = 9,68 \text{ м.}$$

С другой стороны, сумма сил  $S_1$  и  $S_2$  должна равняться усилию натяжения арматуры за вычетом потерь, происходящих до окончания регулирования.

Эти потери (включая часть релаксации напряжений арматуры) оценивают величиной  $600 \text{ кг}/\text{см}^2$ :

$$S_1 + S_2 = 18,8(11\,000 - 600) = 195 \text{ т.}$$

Из двух последних уравнений

$$S_1 = 80 \text{ т} \text{ и } S_2 = 115 \text{ т.}$$

Учитывая упомянутые потери, в процессе регулирования усилий в раме должно быть дано натяжение арматуры стоек, равное

$$S'_1 = \frac{11}{10,4} 80 = 84,5 \text{ м;}$$

$$S'_2 = \frac{11}{10,4} 115 = 121,5 \text{ м.}$$

## Г л а в а IV

### МОНОЛИТНЫЕ И СБОРНЫЕ БЕЗБАЛОЧНЫЕ ПЕРЕКРЫТИЯ

29. Безбалочными называются плоские железобетонные перекрытия, образованные гладкой плитой, которая жестко сопрягается с поддерживающими ее колоннами посредством местных утолщений, называемых капителями.

30. Назначение капителей безбалочных перекрытий состоит в том, чтобы:

- а) увеличить прочность плиты на излом;
- б) обеспечить плиту от продавливания в месте ее опирания на колонны;
- в) увеличить жесткость перекрытия.

31. В настоящей инструкции даны указания по расчету и проектированию безбалочных перекрытий при расположении колонн по углам квадратной или прямоугольной сетки с равными или неравными пролетами при отношении большей стороны панели к меньшей до  $\frac{3}{2}$  и отношении величин пролетов не более  $\frac{4}{3}$ .

На краях плит инструкция предусматривает возможность:

- а) устройства консольного свеса плиты, выступающего за крайний ряд колонн;
- б) сопряжения крайнего ряда колонн с плитой при помощи полукапителей;
- в) сопряжения края плиты с окаймляющей балкой, поддерживающей крайним рядом колонн;
- г) опирания края плиты на массивную стену.

32. Инструкцией предусмотрен расчет безбалочного перекрытия на нагрузки, равномерно распределенные по всему перекрытию или по его части.

33. По формулам настоящей инструкции рассчитываются безбалочные перекрытия, арматура которых состоит из сваренных в сетки или связанных между собой стержней

двух взаимно-перпендикулярных направлений, параллельных рядам сетки колонн.

34. Перекрытия должны быть рассчитаны на прочность, на возможность образования трещин и на жесткость. В случаях, указанных в п. 46, производится также проверка величины раскрытия трещин.

35. Расчет прочности плиты и капителей должен предусматривать:

- а) расчет на продавливание;
- б) расчет на излом полосы панелей вдоль или поперек перекрытия (рис. 21);
- в) расчет на одновременный излом смежных панелей разных рядов.

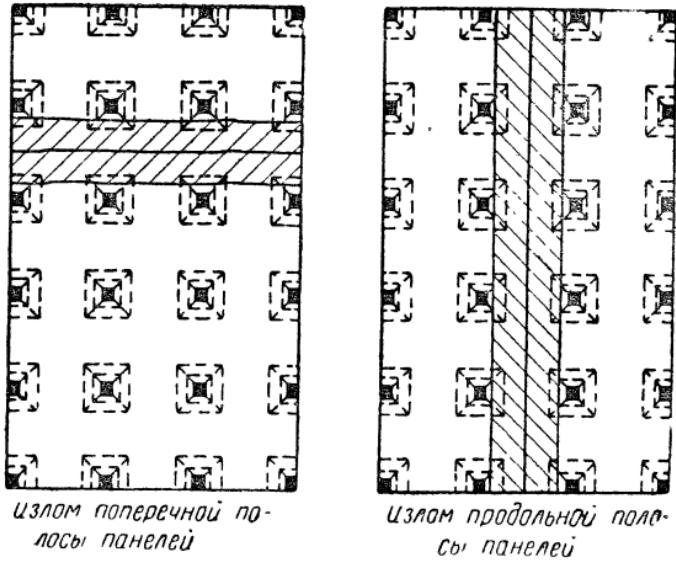


Рис. 21. Схема полосового излома панелей

Расчета на излом отдельной панели инструкция не требует.

Хотя перегрузку одной панели, а также накопление дефектов материала или производства работ в пределах отдельной панели и следует считать наиболее вероятным, все же излом одной панели практически не является опасным, поскольку благодаря связи с окружающими панелями, прочность которых еще не исчерпана, неизбежно должен возникать распор, повышающий прочность угрожаемой панели очень значительно, нередко в несколько раз.

36. Расчет на продавливание плиты производится по периметру капители или полукапители. Капители и полу-капители рассчитываются на продавливание в наиболее

слабых местах, например там, где очертание образует входящие узлы. Проверка на продавливание производится также вместо приложения значительных грузов, распределенных на небольшой площади.

Предполагается, что продавливание происходит по поверхности пирамиды или конуса, боковые стороны или образующая которых наклонены под углом  $45^\circ$  к вертикали (рис. 22).

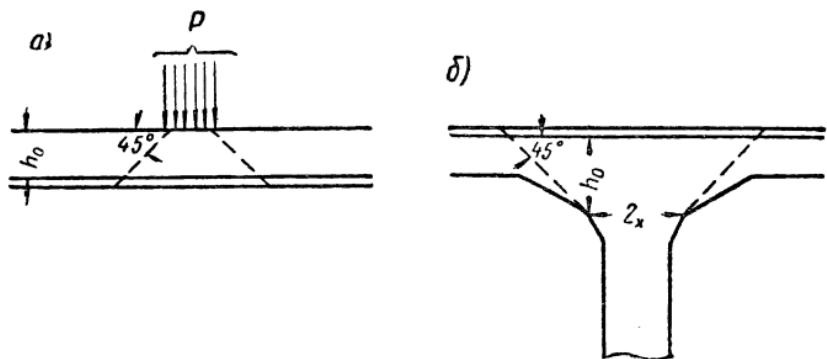


Рис. 22. Схема продавливания плиты безбалочного перекрытия

*a* — в плите; *б* — в капители

Проверка производится по формуле

$$P \leq 0,75 R_p h_0 b, \quad (36.1)$$

где  $P$  — расчетная продавливающая сила;

$h_0$  — полезная высота на проверяемом участке;

$R_p$  — расчетное сопротивление бетона на растяжение;

$b$  — среднее арифметическое между периметрами верхнего и нижнего оснований пирамиды, образующейся при продавливании в пределах полезной высоты.

При расчете на продавливание капителей или полукупителей, а также плиты по периметру капителей и полукупителей величина силы  $P$  принимается равной сумме сил, передающихся через перекрытие на рассматриваемую колонну, за вычетом нагрузок, приложенных к верхнему основанию пирамиды продавливания.

В частности, при проверке прочности на продавливание квадратной или прямоугольной капители с размерами нижнего основания пирамиды продавливания  $2x$  и  $2y$ , разме-

ми в плане грузовой площади колонны  $l_x$  и  $l_y$  и при равномерной на окружающих колонн панелях нагрузке  $p$

$$P = p [l_x l_y - 4(x + h_0)(y + h_0)], \quad (36.2)$$

где  $h_0$  — полезная высота капители или плиты на контуре нижнего основания пирамиды продавливания, при этом

$$b = 4(x + y + h_0). \quad (36.3)$$

37. Расчет на излом отдельной поперечной или продольной полосы панелей является основным и во всех случаях обязательным. Он производится в предположении, что в рассматриваемой полосе панелей образуются линейные

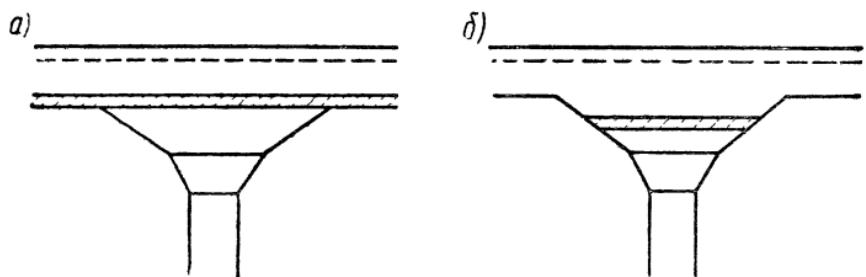


Рис. 23. Положение сжатой зоны в пластических шарнирах у опор (при раскрытии трещин сверху)

*a* — в плите; *b* — в капители

пластические шарниры, параллельные оси этой полосы: один линейный пластический шарнир в пролете с раскрытием трещины внизу и по одному линейному пластическому шарниру у опор с раскрытием трещин вверху. В зависимости от положения опорных пластических шарниров сжатая зона может размещаться целиком в плите либо частью или полностью в капителях (рис. 23).

В крайней полосе панелей при свободном опирании ее на массивную стену образуется всего два линейных пластических шарнира: один в пролете и один на опоре, вблизи первого ряда колонн; поворот конца плиты, опирающегося на стену, осуществляется свободно.

Требуемая нормами прочность перекрытия должна обеспечиваться при любом удовлетворяющем вышеуказанным условиям расположении линейных пластических шарниров на рассчитываемой полосе.

Расчет средних панелей ведется по формуле

$$\frac{pl_y x (L - x)}{2} \leq R_a \left( F_k z_k \frac{L - x}{L} + F_n z_n + F'_k z'_k \frac{x}{L} \right) = \\ = R_a F_x \left( \Theta_k z_k \frac{L - x}{L} + \Theta_n z_n + \Theta'_k z'_k \frac{x}{L} \right), \quad (37.1)$$

где  $L$  — расстояние между крайними линейными пластическими шарнирами полосы;

$l_y$  — расстояние между рядами колонн в направлении вдоль полосы;

$x$  — расстояние между левым и средним линейным пластическим шарниром;

$p$  — интенсивность полной расчетной нагрузки, равномерно распределенной по полосе;

$F_k$  — площадь верхней арматуры в левом пластическом шарнире в пределах одной панели;

$F_n$  — площадь нижней арматуры в среднем пластическом шарнире в пределах одной панели;

$F'_k$  — площадь верхней арматуры в правом пластическом шарнире в пределах одной панели;

$$F_x = \frac{F_k + F'_k}{2} + F'_n;$$

$$\Theta_k = \frac{F_k}{F_x}; \quad \Theta_n = \frac{F_n}{F_x}; \quad \Theta'_k = \frac{F'_k}{F_x};$$

$Z_k, Z_n, Z'_k$  — плечи внутренней пары в левом, среднем и правом пластических шарнирах соответственно.

Для конструкции, симметричной относительно середины рассматриваемой полосы, формула (37.1) приобретает вид

$$\frac{pl_y(l_x - 2C_x)^2}{8} \leq R_a F_x z_n \left( \Theta_k \frac{z_k}{z_n} + \Theta_n \right), \quad (37.2)$$

где  $C_x$  — расстояние крайних пластических шарниров от ближайших к ним рядов колонн;

$l_x$  — размер панели в направлении, перпендикулярном рассматриваемой полосе.

Расчет крайних панелей при окаймлении их консолями производится также по формуле (37.1). В этом случае необходимо произвести дополнительный расчет на излом консоли с образованием одного параллельного краю перекрытия линейного пластического шарнира (рис. 24, а), а также

на излом полосы консоли с образованием в пределах одной панели трех перпендикулярных краю перекрытия линейных пластических шарниров: одного в пролете с раскрытием трещин внизу и двух — ближе к линиям колонн с раскрытием трещин вверху (рис. 24, б).

В случае, когда край перекрытия поддерживается полукапителями, расчет крайних панелей по формуле (37.1) или (37.2) производится в предположениях:

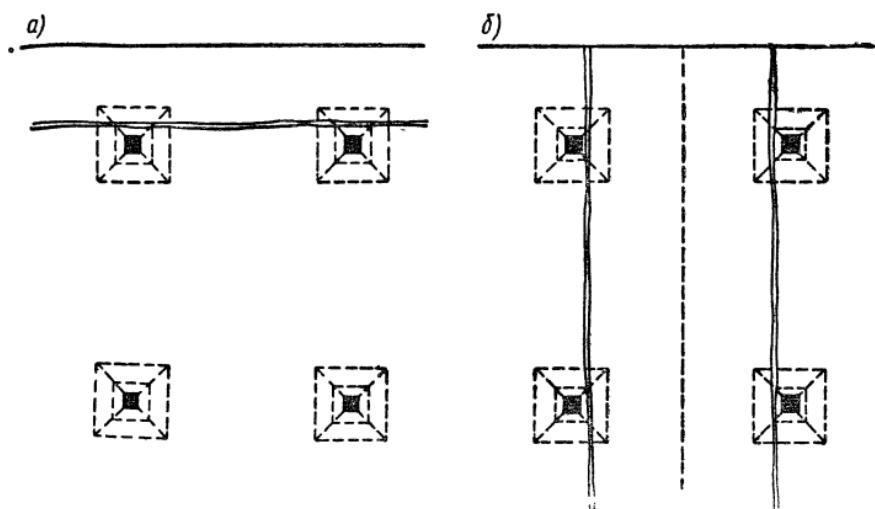


Рис. 24. Схема излома крайних панелей

*а* — с образованием параллельного краю пластического шарнира; *б* — с образованием перпендикулярных краю пластических шарниров

*а*) излома полосы панелей, параллельной краю;

*б*) излома полосы панелей, перпендикулярной краю.

Если край перекрытия поддерживается окаймляющей балкой, расчет крайней панели на излом полосы панелей, параллельной краю, производится по-прежнему по формуле (37.1), а расчет на излом полосы, перпендикулярной краю, должен производиться в двух вариантах:

*а*) с изломом окаймляющей балки в тех же местах, где происходит излом плиты;

*б*) без излома окаймляющей балки, но с раздвоением трещины, раскрывающейся внизу (рис. 25).

При этом расчет ведется с помощью неравенства:  
при схеме «*а*»

$$\frac{pl_y(l_x - 2c_x)^2}{8} \leq R_a(F_{\text{оп}} z_{\text{оп}} + F_{\text{п}} z_{\text{п}} + F_{\text{оп}}^6 z_{\text{оп}}^6 + F_{\text{пр}}^6 z_{\text{пр}}^6); \quad (37.3)$$

при схеме «б»

$$\frac{p(l_y - b)(l_x - 2c_x)^2}{24} (2 + \lambda) \leq R_a \left\{ F_{op} \frac{z_{op} + z_n}{2} + F_n z_n + \right. \\ \left. + \frac{(F'_y + F_y) z_n (l_x - 2c_x)}{4(1 - \lambda)(l_y - b)} \right\}. \quad (37.4)$$

В формулах (37.3) и (37.4) обозначено:

$c_x$  — расстояние от линии колонн до ближайшего линейного пластического шарнира

$$\lambda = \frac{y}{(l_y - b)};$$

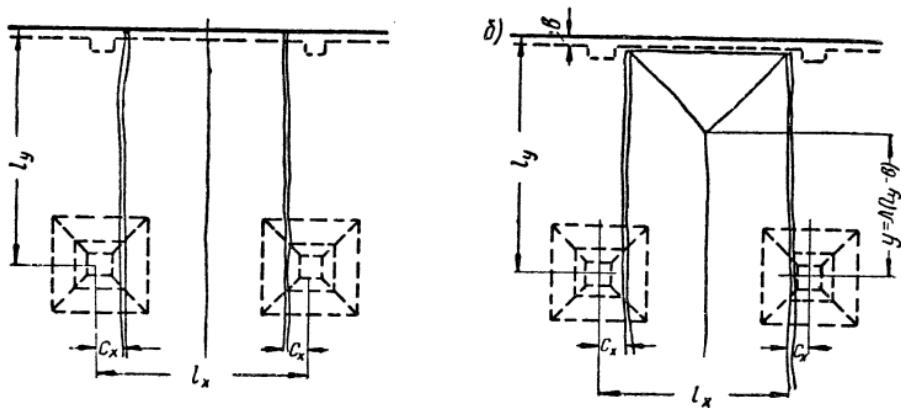


Рис. 25. Схема излома крайних панелей с поддерживающей балкой  
а — с изломом поддерживающей балки; б — без излома поддерживающей балки

$y$  — расстояние от узла линий излома (рис. 25, б) до первого внутреннего ряда колонн;

$b$  — ширина обвязочной балки;

$F_{op}$  — сечение верхней арматуры в крайних линейных пластических шарнирах на протяжении панели;

$F_n$  — сечение нижней арматуры, параллельной краю перекрытия, в среднем линейном пластическом шарнире (схема «а») или суммарное сечение той же арматуры в среднем и косом пластических шарнирах (схема «б») на протяжении панели;

$F'_{op}$  — сечение верхней арматуры, окаймляющей балку в крайнем, линейном пластическом шарнире;

$F'_{np}$  — сечение нижней арматуры, окаймляющей балку в среднем линейном пластическом шарнире;

$F_y$  — полное сечение нижней арматуры, перпендикулярной краю перекрытия в косых линейных пластических шарнирах;

$F'_y$  — полное сечение верхней арматуры, перпендикулярной краю перекрытия в линейном пластическом шарнире по месту сопряжения плиты с окаймляющей балкой;

$z_{\text{оп}}$ ,  $z_{\text{п}}$ ,  $z_{\text{оп}}^b$ ,  $z_{\text{п}}^b$  — плечи внутренней пары для усилий в арматуре, на которые они умножаются в формулах (37.3) и (37.4).

При определении плеча  $z_{\text{оп}}$  внутренней пары для верхней арматуры, параллельной краю плиты, следует учитывать, что сжатая зона, соответствующая этой арматуре и верхней арматуре балки, может оказаться целиком вне плиты (в капители безбалочного перекрытия и в обвязочной балке).

Примечание. Сечение арматуры  $F'_y$ , вводимое в расчет по формуле (37.4), ограничивается условием, чтобы окаймляющая балка в состоянии была воспринять крутящий момент

$$M_{\text{кр}} \leq R_a F'_y z_{\text{п}} \frac{l_x}{2}. \quad (37.5)$$

В случае, когда край перекрытия свободно опирается на массивную стену, расчет крайней панели должен быть произведен по формуле (37.1) для случая излома пристенной полосы и для случая излома полосы, перпендикулярной стене, по схеме, аналогичной рис. 25, б, и по формуле (37.4) с учетом, однако, отсутствия окаймляющей балки и верхней арматуры плиты, заделываемой в эту балку.

Величину  $x$  в формуле (37.1) достаточно принять равной:

а) величине  $\frac{L}{2}$  для всех средних панелей, для крайних панелей при изломе полосы, перпендикулярной краю перекрытия при любой его конструкции, а также при изломе полосы, параллельной краю перекрытия для крайних панелей с консолями и для крайних панелей с полукупителями в случае значительной жесткости наружных колонн (см. п. 41);

б) 0,55  $L$  при изломе полосы, параллельной краю перекрытия для крайних панелей с окаймляющей балкой, а

также для крайних панелей с полукапителями при незначительной (см. п. 41) жесткости наружных колонн;

в)  $0,65 L$  при изломе полосы, параллельной краю перекрытия, для крайних панелей, свободно опирающихся на наружную стену.

В случаях «б» и «в» величина  $x$  представляет собой расстояние пролетного пластического шарнира от опорного пластического шарнира, расположенного у внутренней стороны крайней панели.

Величину  $\lambda$  в формуле (37.4) достаточно принять равной: в случае окаймляющей балки по краю перекрытия — 0,5, а в случае опирания края плиты на стену — 0,6.

В общем случае следует производить расчет при разном положении опорных пластических шарниров как в пределах капителей — для выявления необходимой арматуры в основных сечениях, так и в плите — для проверки допустимости мест обрыва стержней верхней арматуры.

38. Расчет перекрытия на одновременный излом смежных панелей разных рядов следует вести с учетом распора, создаваемого колоннами. Когда распор колонн в явной форме не учитывается, сечение арматуры может быть уменьшено против величин, предусмотренных НИТУ 123-55, на 10%, если между рассчитываемой панелью и краем перекрытия имеется два ряда колонн или более; на 5% — если между рассчитываемой панелью и краем перекрытия имеется один ряд колонн.

Для консольных свесов плит, а также для панелей, свободно опертых на стены, уменьшение армирования за счет распора колонн не производится.

В случаях, указанных в п. 39, расчет перекрытий на одновременный излом смежных панелей разных рядов может не производиться.

При расчете на излом смежных панелей разных рядов принимается, что в пролете средних панелей образуются взаимно-перпендикулярные и взаимно-параллельные рядам колонн линейные пластические шарниры с раскрытием трещин внизу. Каждая панель разделяется этими пластическими шарнирами на четыре звена, врачающиеся вокруг опорных линейных пластических шарниров, оси которых расположены в зоне капителей, как правило, ниже плиты, под углом к рядам колонн. При этом трещины над опорными пластическими шарнирами раскрываются вверху, а по линии колонн, развиваясь сверху вниз, трещины прорезают всю толщу плиты (рис. 26).

Направления осей опорных пластических шарниров парно пересекаются на вертикальных плоскостях, в которых лежат оси пролетных пластических шарниров (рис. 27).

Когда схема излома панели симметрична относительно обеих осей, направления опорных пластических шарниров образуют с рядами колонн углы, равные  $45^\circ$ .

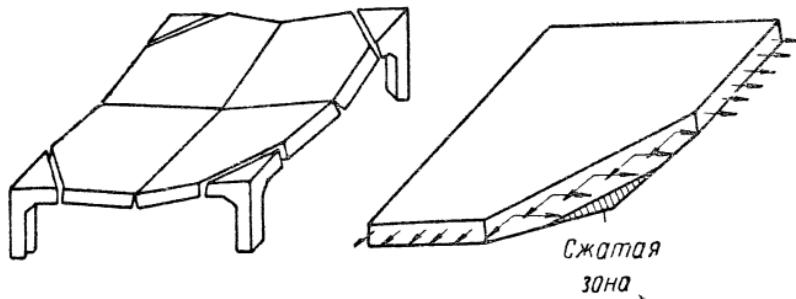


Рис. 26. Схема излома панели при одновременном разрушении смежных панелей

Если по краю перекрытия плита выступает за колонны в виде консоли, то схема разрушения крайних пролетов и консолей имеет тот же характер, что в средних пролетах (рис. 28).

В крайних панелях перекрытий, имеющих полукапители на крайних колоннах, характер схемы разрушения тот же, что в средних панелях.

Если край перекрытия поддерживается окаймляющей балкой, следует произвести расчет по той же схеме, как и для случая полукапителей, предполагая, что окаймляющая балка ломается. Кроме того, должен быть произведен расчет и в предположении, что окаймляющая балка не ломается, а пролетные линии излома в крайней полуполосе имеют косое направление от центра панели к наружным колоннам (рис. 29). При этом в отношении верхней арматуры, связывающей плиту с обвязочной балкой, делаются те же ограничения, как и в п. 37.

Если край плиты имеет опору, расчет ведется по схеме рис. 30.

Для излома смежных панелей разных рядов применительно к схеме излома, симметричной относительно обеих осей панели, расчет ведется по формуле (38.1)

$$\frac{pl_x l_y}{8} \left[ \frac{l_x + l_y}{2} - 2\bar{c} + \frac{4}{3} \frac{\bar{c}^3}{l_x l_y} \right] \leq \frac{R_a}{2} [(F_{xk} + F_{yk}) z_k + (F_{xp} + F_{yp}) z_p]. \quad (38.1)$$

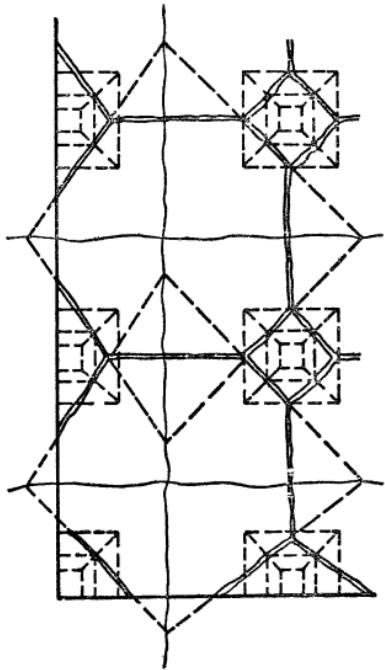


Рис. 27. Направление осей опорных пластических шарниров при одновременном изломе смежных панелей

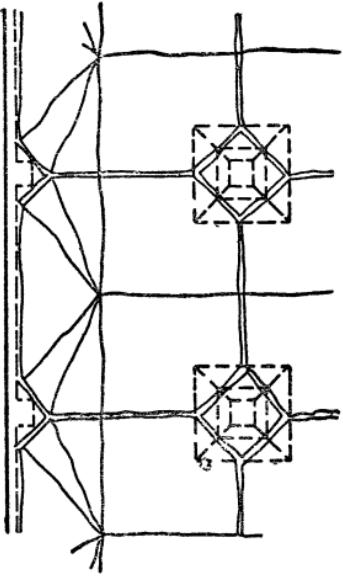


Рис. 29. Схема излома крайних панелей с поддерживющей балкой

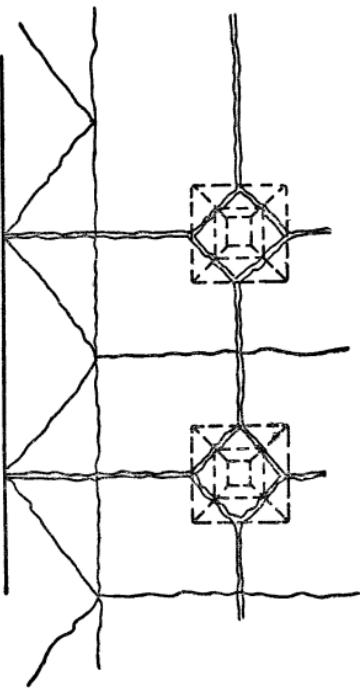


Рис. 28. Схема излома панелей с консолью

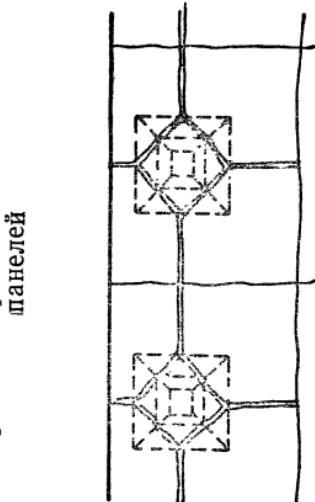


Рис. 30. Схема излома крайних панелей при опирании их на стену

При квадратной панели, одинаково армированной в обоих направлениях, это неравенство упрощается и принимает вид

$$\frac{pl^3}{8} \left[ 1 - 2 \frac{\bar{c}}{l} + \frac{4}{3} \left( \frac{\bar{c}}{l} \right)^3 \right] \leqslant \\ \leqslant R_a (F_k z_k - F_n z_n) = R_a F (\Theta_k z_k + \Theta_n z_n). \quad (38.2)$$

В неравенствах (38.1) и (38.2).

$l_x, l_y, l$  — пролеты панели;

$c$  — катет прямоугольного треугольника, отламывающегося от четверти панели над капителью;

$F_{xk}, F_{yk}, F_k$  — сечение верхней арматуры на ширину панели;

$F_{xn}, F_{yn}, E_n$  — сечение нижней арматуры в пролете на ширину панели;

$F$  — сумма сечений арматуры одного направления в пролете и на опоре на ширину панели в случае одинакового армирования в обоих направлениях;

$z_k$  — плечо внутренней пары для верхней арматуры;

$z_n$  — плечо внутренней пары для нижней арматуры

$$\Theta_k = \frac{F_k}{F}; \quad \Theta_n = \frac{F_n}{F}.$$

Выход формулы (38.1) очень прост. Разрушающая нагрузка на четверть панели равна  $\frac{Pl_x l_y}{4}$ , а расстояние центра тяжести этой нагрузки относительно повернутого под углом  $45^\circ$  к осям панели опорного пластического шарнира равно

$$\left( \frac{l_x}{4} - c_x + \frac{l_y}{4} - c_y \right) \frac{1}{\sqrt{2}}.$$

Следовательно, момент упомянутой силы равен

$$\frac{Pl_x l_y}{4} \left( \frac{l_x}{4} + \frac{l_y}{4} - c_x - c_y \right) \frac{1}{\sqrt{2}}.$$

От упомянутой четверти панели откалывается угол, остающийся неподвижным вместе с колонной, что в вышеприведенных подсчетах

не учтено. Надо, следовательно, прибавить к подсчитанному ранее моменту дополнительный момент от нагрузки, действующей на угловой треугольник.

Этот дополнительный момент равен:

$$\frac{p(c_x + c_y)^2}{2} \cdot \frac{(c_x + c_y)}{3\sqrt{2}} = \frac{p(c_x + c_y)^3}{6\sqrt{2}}.$$

Суммарный момент внешних сил есть:

$$\frac{p}{\sqrt{2}} \left[ \frac{l_x l_y}{4} \left( \frac{l_x + l_y}{4} \right) (c_x - c_y) + \frac{(c_x + c_y)^3}{6} \right].$$

Момент сил, действующих в пластических шарнирах по контуру рассматриваемого пятиугольного звена, по отношению к опорному пластическому шарниру есть:

$$\frac{R_a}{2\sqrt{2}} [(F_{xk} + F_{yk}) z_k + (F_{xp} + F_{yp}) z_p].$$

Отсюда получается неравенство (38.1).

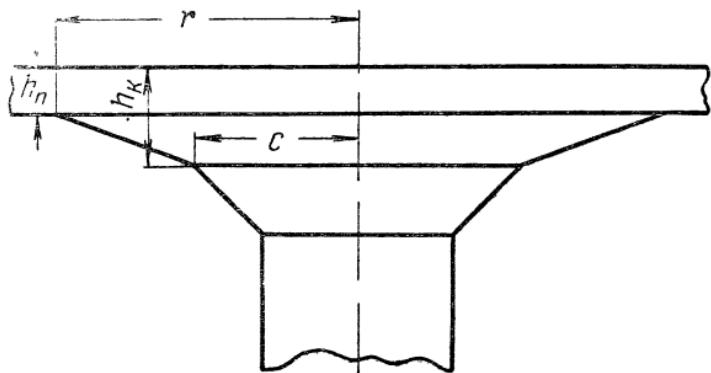


Рис. 31. Капитель ломаного очертания

39. При применении квадратных или прямоугольных в плане капиталей ломаного очертания по рис. 31 рекомендуется принимать:

величину отношений  $\frac{c_x}{l_x}$  и  $\frac{c_y}{l_y}$  в пределах от 0,08 до 0,12; отношение высоты  $h_k$  капитали в месте перелома ее очертания к толщине плиты  $h_n$  в пределах от  $\frac{h_k}{h_n} = 2$  до  $\frac{h_k}{h_n} = 2,5$ ;

полуширины капители  $r_x$  и  $r_y$  соответственно в направлении пролетов  $l_x$  и  $l_y$  не меньшей чем

$$r \geq c + 0,09l \frac{h_k - h_{\pi}}{h_{\pi}}. \quad (39.1)$$

Наклон нижней части капитали — не положе чем под  $45^\circ$ .

При соблюдении этих рекомендаций, а также дальнейших указаний настоящего пункта и п. 43 разрешается при проектировании не производить расчет на излом смежных панелей разных рядов, а при расчете на излом полос панелей принимать расположение опорных пластических шарниров только по месту перелома очертания капителей.

При этом полезная высота плиты  $h_{\text{оп}}$  и полезная высота капители  $h_{\text{ок}}$  по обоим направлениям принимаются равными соответственно полной толщине плиты или капители минус диаметр арматуры и минус 1 см.

Плечо внутренней пары для сечений плиты может быть принято равным

$$z_{\pi} = 0,96h_{\text{оп}}. \quad (39.2)$$

Для плеча внутренней пары верхней арматуры принимается

$$z_k = h_{\text{ок}} \left( 1 - \frac{pl_x^2}{6h_{\text{ок}}^2 R_i} \right). \quad (39.3)$$

Вывод этой приближенной формулы таков: при расстоянии между местами перелома соседних капителей в среднем  $0,8 l_x$  момент равен  $\underline{\underline{pl_y(0,8l_x)^2}}_8$ . На опору от него передается примерно три четверти.

Взяв в первом приближении плечо внутренней пары  $0,9 h_0$ , имеем сжимающую силу на капители

$$\frac{pl_y l_x^2 \cdot 0,8^2 \cdot 0,75}{8 \cdot 0,9 h_0} = \frac{pl_y l_x^2}{15 h_0}.$$

Ширина капители в месте перелома в среднем —  $0,2 l_y$ , поэтому высота сжатой зоны

$$x = \frac{pl_y l_x^2}{15 h_0 0,2 l_y R_i} = \frac{pl_x^2}{3 h_0 R_i}.$$

Вычитая половину высоты сжатой зоны из полезной высоты капители, находим выражение (39.3).

Для средних панелей рекомендуется принимать в формуле (37.2) величины

$$\Theta_k = \text{от } 0,5 \text{ до } 0,67$$

и соответственно

$$\Theta_{\text{п}} = \text{от } 0,5 \text{ до } 0,33,$$

а по ширине панели располагать арматуру равномерно.

Для крайних панелей при устройстве консолей принимать в направлении, параллельном краю пролета и консоли, то же распределение арматуры, как для средних панелей, а в направлении, перпендикулярном краю, при тех же значениях  $\Theta_k$  и  $\Theta_{\text{п}}$  оставить над наружным рядом колонн и на консоли  $\frac{2}{3}$  арматуры в надколонных полосах и  $\frac{1}{3}$  — в пролетных полосах. Нижнюю арматуру крайнего пролета и верхнюю над первым внутренним рядом колонн располагать, по-прежнему, равномерно.

При устройстве полукапителей на крайних колоннах в случае большой жесткости последних (см. п. 41) армировать крайние панели так же, как средние, с той разницей, что у наружного края вся требуемая расчетом верхняя арматура, перпендикулярная ему, ставится в надколонной полосе. При меньшей жесткости наружных колонн рекомендуется, сохраняя в направлении, параллельном краю, то же распределение арматуры, как для средних панелей, принимать для направления, перпендикулярного краю:

$$\Theta_k = 0,67; \quad \Theta_{\text{п}} = 0,5 \text{ и } \Theta'_k = 0,33.$$

Примечание. Надколонными полосами называются части плины, расположенные в пределах  $\frac{1}{4}$  пролета в каждую сторону от оси ряда колонн. Пролетная полоса занимает остающуюся между надколонными полосами ширину, равную половине пролета.

В случае, когда край плиты поддерживается обвязочной балкой, рекомендуется, независимо от жесткости крайних колонн, принимать для направления арматуры, перпендикулярного краю, коэффициенты распределения

$$\Theta_k = 0,67; \quad \Theta_{\text{п}} = 0,5 \text{ и } \Theta'_k = 0,33.$$

В месте сопряжения плиты с обвязочной балкой не менее двух третей верхней арматуры размещать в пределах надколонной полосы.

Арматуру, параллельную краю плиты, рекомендуется распределять между опорными и пролетными сечениями так же, как для средних панелей, а по ширине панели размещать в полосе шириной в полпролета, примыкающей к внутренним колоннам, две трети необходимой по расчету

арматуры, а в полосе, примыкающей к окаймляющей балке, — остальную треть.

При опирании плиты крайних панелей на стену для арматуры, перпендикулярной краю, рекомендуются коэффициенты распределения:  $\Theta_k = 0,8$  и  $\Theta_n = 0,6$ .

Величина  $\Theta'_k$  в этом случае равна нулю.

В направлении, параллельном краю, арматура размещается так же, как при наличии обвязочной балки по крайним колоннам.

По конструктивным соображениям указанные в настоящем пункте значения коэффициентов  $\Theta$  могут быть изменены в ту или иную сторону в пределах до 10%, однако с тем, чтобы удовлетворялось условие

$$\frac{\Theta_k + \Theta'_k}{2} + \Theta_n = 1.$$

40. Для расчета колонн принимается наиболее опасное состояние, когда по одну сторону от колонны происходит излом полосы, тогда как по другую сторону колонны полоса загружена только нагрузкой от собственного веса. Следует принимать в расчете колонн случаи излома как продольных, так и поперечных полос панелей. Для средней колонны момент, передающийся на узел, может быть подсчитан по формуле

$$M_{yz} = R_a F \times \\ \times \frac{\Theta_k z_k (l - c') (l - c' + c) + \Theta_n z_n 4(l - c') c + \Theta'_k z'_k c (l - c' + c)}{(l - c - c')^2} \times \\ \times \left( 1 - \frac{g l_c^2}{p l^2} \right), \quad (40.1)$$

где  $F = F_n + \frac{F_k + F'_k}{2}$  — суммарное сечение арматуры в загруженном пролете;

$F_k$ ,  $F'_k$ ,  $F_n$  — сечения рабочей арматуры на опорах и в средней части загруженного пролета;

$$\Theta_k = \frac{F_k}{F}; \quad \Theta_n = \frac{F_n}{F}; \quad \Theta'_k = \frac{F'_k}{F};$$

$z_k$ ,  $z_n$ ,  $z'_k$  — плечи внутренней пары на опорах  
 и в пролете для загруженной полосы;  
 $l$  — загруженный пролет;  
 $l_c$  — соседний незагруженный пролет;  
 $p$  — полная расчетная нагрузка;  
 $g$  — расчетная нагрузка от собственного веса;  
 $c$  и  $c'$  — расстояния опорных пластических шарниров от осей ближайших колонн.

Величины со штрихами относятся к опоре, противоположной рассчитываемой колонне.

В случае симметричной конструкции загруженной полосы формула (40.1) принимает вид

$$M_{yz} = R_a F \frac{\theta_k z_k l^2 + \theta_n z_n 4(l-c)c}{(l-2c)^2} \left( 1 - \frac{gl_c^2}{pl^2} \right). \quad (40.2)$$

Изгибающий момент в нижнем сечении колонны, расположенной над рассматриваемым перекрытием, принимается равным

$$M_b = M_{yz} \frac{i_b}{i_b + i_n + i_{pl}}. \quad (40.3)$$

Изгибающий момент для колонны, поддерживающей рассматриваемое перекрытие, в сечении у низа капители

$$M_n = M_{yz} \frac{i_n}{i_b + i_n + i_{pl}}. \quad (40.4)$$

Здесь  $i_b$ ,  $i_n$  — погонные жесткости верхней и нижней колонн, определенные при расчетной высоте колонны, равной расстоянию от поверхности плиты нижележащего этажа до низа капители следующего этажа, а  $i_{pl}$  — погонная жесткость плиты шириной в одну панель, отнесенная к длине пролета  $l_c$  за вычетом капителей.

При расчете крайних колонн изгибающий момент в нижнем сечении расположенной над рассматриваемым перекрытием колонны принимается равным

$$M_b = M_{yz} \frac{i_b}{i_b + i_n}, \quad (40.5)$$

а для сечения у низа капители колонны, поддерживающей рассматриваемое перекрытие:

$$M_n = M_{yz} \frac{i_n}{i_b + i_n}, \quad (40.6)$$

при этом момент, передающийся на узел, определяется по следующим формулам:

а) для перекрытия с консольным вылетом плиты за крайние колонны

$$M_{yz} = R_a F \frac{\Theta_k z_k l^2 + \Theta_n z_n 4(l-c)c}{(l-2c)^2} - \frac{gl_y l_k^2}{2}, \quad (40.7)$$

где  $l_k$  — вылет консоли, считая от оси крайнего ряда колонн;

б) при крайних колоннах с полукапителями или с окаймляющей балкой

$$M_{yz} = R_a F \frac{\Theta_k z_k (l-c') (l-c'+c) + 4\Theta_n z_n (l-c')c +}{(l-c-c')^2} + \\ + \frac{+\Theta'_k z'_k c (l-c'+c)}{(l-c-c')^2}. \quad (40.8)$$

Правая часть формулы (40.8), а также первые слагаемые правой части формулы (40.7) и первые сомножители правой части (40.1) и (40.2) представляют собой изгибающие моменты загруженного пролета у оси рассчитываемых колонн, выраженные через предельные изгибающие моменты в трех линейных пластических шарнирах этого пролета. Дополнительные множители в формулах (40.1) и (40.2) оценивают разгружающее действие соседнего пролета, а вычитаемое в формуле (40.7) — разгружающее действие консоли плиты.

41. В случае, если для рассматриваемого перекрытия отношение

$$\frac{i_v + i_n}{i_{pl}} \geq 4, \quad (41.1)$$

где  $i_v$ ,  $i_n$ ,  $i_{pl}$  имеют значения, указанные в п. 40, то крайние колонны считаются имеющими значительную жесткость, а при несоблюдении указанного неравенства — менее жесткими, в соответствии с чем и производится расчет крайних панелей согласно указаниям п. 39.

42. При расчете перекрытия на излом смежных панелей соседних рядов для наружных панелей может быть учтен распор наружного ряда колонн, а при расчете средних панелей — распор двух ближайших к краю рядов колонн. При расчете перекрытия может учитываться распор как поддерживающих его колонн, так и колонн, расположенных непосредственно над рассчитываемым перекрытием. Величина распора от каждой колонны принимается равной разделенному на две трети ее расчетной высоты наибольшему изгибающему моменту, который может воспринять сечение

колонны в плоскости, перпендикулярной краю перекрытия, при наличии данной продольной силы.

Величина распора определяется по формуле

$$H_i = \frac{M_{\max}}{\frac{2}{3} h_p}, \quad (42.1)$$

где  $H_i$  — распор от данной колонны;

$h_p$  — высота колонны, считая от плиты нижеследующего перекрытия до низа капителей этой колонны;

$M_{\max}$  — наибольший возможный расчетный момент в сечении колонны при наличии расчетной продольной силы  $N$ .

Величину предельного момента в сечении колонны следует определять как при наибольшей, так и при наименьшей для данного состояния продольной силе и принимать в расчет меньший из полученных моментов.

Величина расчетного распора  $H$  на панель определяется для крайних панелей промежуточных перекрытий как сумма распора вышележащей и нижележащей крайних колонн, а для средних перекрытий — как сумма распоров четырех колонн: вышележащих и нижележащих крайних и колонн первого промежуточного ряда.

При расчете панели перекрытия распор колонн учитывается путем добавления к правой части неравенства (38.1) или (38.2) величины  $H z_p$ ,

где  $H$  — расчетный распор для данной панели;

$z_p$  — плечо сил распора, равное

$$z_p = h_k - x_k - x_n - \frac{x_{kp} + x_{np}}{2} - \frac{l_x + l_y}{1000}, \quad (42.2)$$

где  $h_k$  — высота капители в месте расположения опорного пластического шарнира;

$x_k$  — высота сжатой зоны в опорном пластическом шарнире без учета распора;

$x_n$  — высота сжатой зоны в пролетных пластических шарнирах без учета распора;

$x_{kp}$  и  $x_{np}$  — увеличение высоты сжатой зоны соответственно в опорном и пролетном пластических шарнирах под влиянием распора;

$l_x$  и  $l_y$  — пролеты рассматриваемой панели.

43. В перекрытиях, спроектированных в соответствии с п. 39, должны соблюдаться следующие требования относительно мест обрыва арматуры.

а) В средних панелях:

полное расчетное сечение верхней арматуры должно быть сохранено в каждую сторону от линии колонн не менее чем на длину

$$e_1 = 0,5l - (0,5l - c) \sqrt{\frac{0,5\theta_k + \theta_n}{\frac{z_k}{z_n}\theta_k + \theta_n}} + \Delta, \quad (43.1)$$

а не менее половины этой арматуры должно доходить до сечения, отстоящего от линии колонн на величину:

$$e_2 = 0,5l - (0,5l - c) \sqrt{\frac{\theta_n}{\frac{z_k}{z_n}\theta_k + \theta_n}} + \Delta. \quad (43.2)$$

Сечение нижней арматуры должно быть сохранено полностью в каждую сторону от середины пролета не менее чем на длину

$$e_3 = (0,5l - c) \sqrt{\frac{0,5\theta_n}{\frac{z_k}{z_n}\theta_k + \theta_n}} + \Delta, \quad (43.3)$$

а половина этой арматуры должна быть заведена за линию края капитали не менее чем на длину, требуемую нормами для заделки растянутых стержней.

В формулах (43.1), (43.2) и (43.3)

$c$  — расстояние от оси колонны до места перелома очертания капитали;

$\Delta$  — длина, требуемая для заделки растянутых стержней.

б) В крайних панелях и консольных выступах арматура, параллельная краю, обрывается в тех же местах, как и в средних панелях.

Для арматуры, перпендикулярной краю, принимаются те же места обрыва, как и в средних панелях, в случае устройства полукапителей с достаточно жесткими колоннами (см. п. 39). В остальных случаях места стержней назначаются в соответствии со следующими указаниями:

полное расчетное сечение верхней арматуры над первым

промежуточным рядом колонн должно быть продолжено полностью в крайний пролет не меньше, чем на длину

$$e_1 = c + (l - c - c') \frac{\sqrt{\theta_k z_k - \theta_n z_n} - \sqrt{\frac{1}{2} \theta_k z_k + \theta_n z_n}}{\sqrt{\theta_k z_k + \theta_n z_n} + \sqrt{\theta'_k z'_k + \theta'_n z'_n}} + \Delta, \quad (43.4)$$

а не менее половины этой арматуры должно доходить до сечения, отстоящего от оси первого промежуточного ряда колонн на величину:

$$e_2 = c + (l - c - c') \times \\ \times \frac{\sqrt{\theta_k z_k + \theta_n z_n} - \sqrt{\theta_n z_n}}{\sqrt{\theta_k z_k + \theta_n z_n} + \sqrt{\theta'_k z'_k + \theta'_n z'_n}} + \Delta; \quad (43.5)$$

полное расчетное сечение верхней арматуры над крайними колоннами должно быть продолжено полностью в крайний пролет не меньше, чем на длину.

$$e'_1 = c' + (l - c - c') \times \\ \times \frac{\sqrt{\theta'_k z'_k + \theta'_n z'_n} - \sqrt{\frac{1}{2} \theta'_k z'_k + \theta'_n z'_n}}{\sqrt{\theta_k z_k + \theta_n z_n} + \sqrt{\theta'_k z'_k + \theta'_n z'_n}} + \Delta, \quad (43.6)$$

а не менее половины этой арматуры должно доходить до сечения, отстоящего от оси крайнего ряда колонн на величину:

$$e'_2 = c' + (l - c - c') \times \\ \times \frac{\sqrt{\theta'_k z'_k + \theta'_n z'_n} - \sqrt{\theta_n z_n}}{\sqrt{\theta_k z_k + \theta_n z_n} + \sqrt{\theta'_k z'_k + \theta'_n z'_n}} + \Delta. \quad (43.7)$$

Сечение нижней арматуры должно быть сохранено полностью на средней части пролета. Половина пролетной арматуры может быть оборвана на расстоянии от оси первого промежуточного ряда колонн, не большем, чем

$$e_3 = c + (l - c - c') \times \\ \times \frac{\sqrt{\theta_k z_k + \theta_n z_n} - \sqrt{\frac{1}{2} \theta_n z_n}}{\sqrt{\theta_k z_k + \theta_n z_n} + \sqrt{\theta'_k z'_k + \theta'_n z'_n}} - \Delta, \quad (43.8)$$

и от оси крайнего ряда колонн, не большем, чем

$$e'_3 = c' + (l - c - c') \times \\ \times \frac{\sqrt{\theta'_k z'_k + \theta_n z_n} - \sqrt{\frac{1}{2} \theta_n z_n}}{\sqrt{\theta_k z_k + \theta_n z_n} + \sqrt{\theta'_k z'_k + \theta_n z_n}} - \Delta. \quad (43.9)$$

Половина нижней арматуры должна быть заведена на линию края капителей не менее, чем на длину, требуемую для заделки стержней, а в случае окаймляющей балки или опирания на стену доведена до края плиты.

Формулы (43.1) до (43.9) выведены путем рассмотрения схем излома, при которых пластические шарниры образуются не в местах обрыва всей или половины верхней или нижней арматуры. При этом ставилось требование, чтобы при таких схемах излома несущая способность перекрытия была не ниже, чем при основных схемах излома, принятых в расчете. Например, при образовании опорных шарниров на расстоянии  $e_2$  от колонн уравнение работ примет вид:

$$\frac{p l_y (l_x - 2e_2)^2}{8} = R_a F_x z_n \Theta_n.$$

Из сопоставления с формулой (37.2), записанной в виде равенства, вытекает

$$\frac{(l_x - 2e_2)^2}{(l_x - 2c_x)^2} = \frac{\Theta_n}{\frac{z_k}{z_n} \theta_k + \theta_n}.$$

Опуская значки  $x$  и решая относительно  $e_2$ , находим формулу (43.2), в которой только добавлена  $\Delta$ , необходимая для заделки стержней.

44. Для выбора стадии работы конструкции, по которой должна производиться проверка прогиба перекрытия, следует проверять условия образования трещин.

Изгибающие моменты  $M$ , относенные к единице длины рассчитываемого сечения, могут быть определены методами теории упругости.

В случае, если перекрытие запроектировано в соответствии с указаниями п. 39, опасным явится сечение над капителью под углом  $45^\circ$  к линии колонн. При этом величина момента, вызывающего образование трещины, может быть найдена, учитывая форму сечения, образованную двумя трапециями, по формуле

$$M_t = \frac{R_p^h h_k^2}{5}, \quad (44.1)$$

а соответствующая нагрузка по формуле

$$P_t = \frac{10M_t}{(l - 2c)^2}. \quad (44.2)$$

Если нормативная нагрузка менее величины  $P_t$ , проверку пробегов следует производить в предположении, что трещины отсутствуют. Проверка ширины раскрытия трещин при этом отпадает.

45. Прогибы перекрытий, определяемые в предположениях об отсутствии трещин, могут быть вычислены методами теории упругости.

Для перекрытий, спроектированных в соответствии с указаниями п. 39, величину прогиба середины панели при отсутствии трещин в конструкции рекомендуется определять по формуле

$$f = 0,018 \frac{p(l_x^4 + l_y^4)}{Eh^3}. \quad (45.1)$$

Прогиб безбалочных перекрытий обычных складских помещений, подсчитанный в предположении, что трещин в конструкции нет, не должен превышать 1/1 000 пролета.

В случае, если, согласно п. 44, прогиб перекрытия следует определять в предположении о наличии трещин, расчет производится исходя из положений п. 8 и 17 настоящей инструкции.

Величина нагрузки  $P_t$  и прогиб  $f_t$  при появлении трещин могут быть определены по формулам (44.2) и (45.1), где величина  $M$  принимается по формуле (44.1).

Если при назначении армирования производился учет влияния распора, то оно должно быть учтено и при вычислении нагрузки при исчерпании несущей способности.

Прогиб  $f_n$ , предшествующий исчерпанию несущей способности, определяется в предположении образования схемы излома по рис. 26.

Для случая безбалочных перекрытий с квадратной сеткой колонн и квадратными капителями (рис. 32) прогиб  $f_n$  может быть выражен формулой

$$f_n = \frac{0,1l_1 R_a^H (0,5l - c)}{E_a(h_0 - x_{cp})}, \quad (45.2)$$

где  $l_1$  — пролет плиты в чистоте между капителями;

$l$  — пролет перекрытия по осям колонн;

$R_a^H$  — нормативное сопротивление арматуры;

$E_a$  — модуль упругости арматуры.

46. Если конструкция подвергается действию агрессивной среды, а с образованием трещин, согласно п. 44, необходимо считаться, то следует проверить ширину раскрытия трещин, которая не должна превышать 0,2 мм.

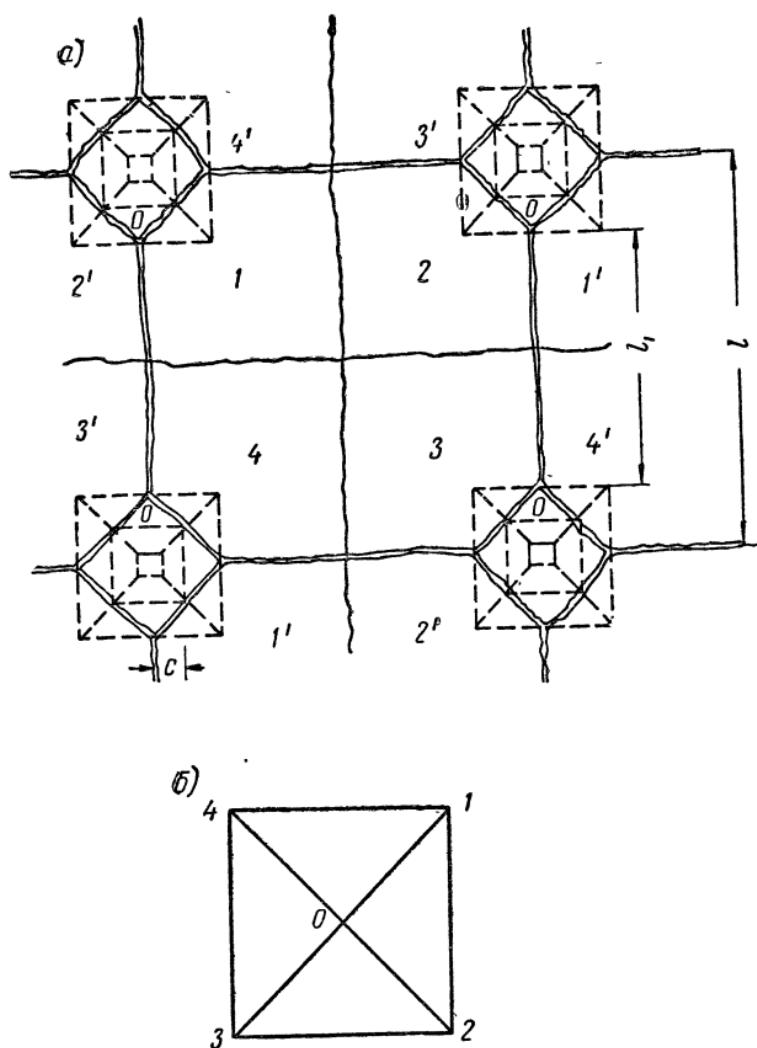


Рис. 32. Схема излома и диаграмма скоростей квадратной панели безбалочного перекрытия  
а — схема излома; б — диаграмма скоростей

Проверка величины раскрытия трещин производится для сечений над капителью, принимая величину напряжений в арматуре равной  $R_a$  и руководствуясь указаниями ТУ на проектирование железобетонных конструкций.

Пример 6. Запроектировать безбалочное перекрытие с сеткой колонн  $5 \times 5$  м.

Дано. Полезная нормативная нагрузка  $q = 1300 \text{ кг/м}^2$ ; бетон марки 200; арматура из стали марки 25Г2С; крайние колонны с полукапителями; высота этажа 4 м; коэффициент перегрузки  $n_2 = 1,4$  толщины плиты;  $h = 14 \text{ см}$ .

Расчет.

а) Определяют расчетную нагрузку.

Собственный вес плиты

$$0,14 \cdot 2500 \cdot 1,1 = 385 \text{ кг/м}^2.$$

Термоизоляция и пол

$$130 \cdot 1,2 = 160 \text{ кг/м}^2.$$

Полезная нагрузка

$$\underline{1300 \cdot 1,4 = 1820 \text{ кг/м}^2}.$$

$$\text{Итого } p = 2365 \text{ кг/м}^2$$

б) Определяют размеры капители. Согласно указаниям п. 39 принято:

$$c = 0,1l = 50 \text{ см}; r = 0,2l = 100 \text{ см};$$

$$h_{\text{к}} = 2,1h_{\text{п}} = 2,1 \cdot 14 = 30 \text{ см};$$

$$h_{\text{оп}} = 14 - 1 - 1 = 12 \text{ см}; h_{\text{ок}} = 30 - 1 - 1 = 28 \text{ см}.$$

в) Проверяют перекрытие на продавливание по месту перелома капители:

$$0,75R_p h_{\text{ок}} 4(2c + h_{\text{ок}}) = 0,75 \cdot 6,4 \cdot 28 \cdot 4(2 \cdot 50 + 28) = 68800 \text{ кг};$$

$$P = p [l^2 - 4(c + h_{\text{ок}})^2] = 2365 [5^2 - 4(0,5 + 0,28)^2] = \\ = 53000 \text{ кг} < 68800 \text{ кг}.$$

г) Проверяют плиту перекрытия на продавливание по периметру капители

$$0,75R_p h_{\text{оп}} 4(2r + h_{\text{оп}}) = 0,75 \cdot 6,4 \cdot 12 \cdot 4(2 \cdot 100 + 12) = 48850 \text{ кг};$$

$$P = p [l^2 - 4(r + h_{\text{оп}})^2] = 2365 [5^2 - 4(1 + 0,12)^2] = \\ = 47300 \text{ кг} < 48850 \text{ кг}.$$

д) Определяют суммарную площадь арматуры одного направления по формуле (37.2) настоящей Инструкции

$$\frac{pl_y(l_x - 2c_x)^2}{8} \leq R_a F_a z_n \left( \Theta_k \frac{z_k}{z_n} + \Theta_n \right),$$

в которой, согласно указаниям п. 39, принимаем:

$$\Theta_k = 0,6; \Theta_n = 0,4;$$

$$z_n = 0,96 h_{\text{оп}} = 0,96 \cdot 12 = 11,5 \text{ см};$$

$$z_k = h_{\text{ок}} \left( 1 - \frac{\rho l^2}{6 R_n h_{\text{ок}}^2} \right) = 28 \left( 1 - \frac{2 \cdot 365 \cdot 5^2}{6 \cdot 90 \cdot 28^2} \right) = 24 \text{ см};$$

$$\frac{z_k}{z_n} = 2,1;$$

$$F_a = \frac{0,2365 \cdot 500 (500 - 2 \cdot 50)^2}{8 \cdot 3400 \cdot 11,5 (0,6 \cdot 2,1 + 0,4)} = 36,4 \text{ см}^2.$$

е) Определяют верхнюю и нижнюю арматуру.  
Сечение верхней арматуры на ширину панели

$$F_{av} = 0,6 \cdot 36,4 = 21,9 \text{ см}^2,$$

а на 1 м

$$f_{av} = \frac{21,9}{5} = 4,35 \text{ см}^2/\text{м};$$

принято 9 Ø 8  $f_{av} = 4,5 \text{ см}^2$ .

Сечение нижней арматуры на ширину панели

$$F_{an} = 0,4 \cdot 36,4 = 14,5 \text{ см}^2,$$

а на 1 м

$$f_{an} = \frac{14,5}{5} = 2,9 \text{ см}^2/\text{м}$$

принято 6 Ø 8  $f_{an} = 3 \text{ см}^2$ .

ж) Определяют степень защемления крайней панели.

Сумма погонных жесткостей выше- и нижеследующих крайних колонн

$$2 \frac{0,44}{12 \cdot 4} = \frac{0,2 \cdot 0,4^3}{12}.$$

Погонная жесткость плиты

$$\frac{5 \cdot 0,14^3}{12 \cdot 5} = \frac{0,14^3}{12}.$$

Отношение их  $0,2 \left( \frac{0,4}{0,14} \right)^3 = 4,68 > 4$ .

з) Определяют армирование крайней панели.

Благодаря сильному закреплению края, армирование крайней панели то же, что средней, но у края перекрытия

вся верхняя арматура, перпендикулярная ему, располагается в надколонной полосе.

и) Определение прогиба в центре средней панели.  
Момент при появлении трещин

$$M_t = R_p \frac{h_k^2}{5} = \frac{16 \cdot 28^2}{5} = 2500 \text{ кгсм/см} = 2500 \text{ кгм/м.}$$

Нагрузка при образовании трещин

$$p_t = \frac{10M_t}{(l - 2c)^2} = \frac{10 \cdot 2500}{(5 - 2 \cdot 0,5)^2} = \frac{25000}{16} = 1570 \text{ кг/м}^2.$$

Величина прогиба в момент появления трещин по формуле

$$f_t = 0,018 \frac{p_t 2l^4}{Eh^3} = \frac{0,018 \cdot 0,1570 \cdot 2 \cdot 500^4}{290000 \cdot 14^3} = 0,44 \text{ см.}$$

Для вычисления прогиба в момент, предшествующий исчерпанию несущей способности по формуле (45.2), необходимо знать  $x_{cp}$ .

Армирование пролетной полосы

$$f_a = 3 \text{ см}^2 \text{ на 1 пог. м;}$$

$$\alpha = \frac{3 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 3}{100 \cdot 12 \cdot 290000} = 0,054;$$

$$x_{cp} = 12 \left( -0,027 + \sqrt{0,027^2 + 0,054} \right) = 2,4 \text{ см};$$

$$f_n = \frac{0,1 \cdot 300 \cdot 4000 (250 - 56)}{2,1 \cdot 10^6 (12 - 2,4)} = 1,16 \text{ см};$$

$$f_{kp} = 0,44 + (1,16 - 0,44) \frac{0,1780 - 0,1570}{0,2880 - 0,1570} = 0,56 \text{ см},$$

где  $0,2880 \text{ кг/см}^2$  — несущая способность по уложенной арматуре и  $R_a^n$ .

С учетом длительного действия нагрузки

$$f = 0,56 \frac{1630 \cdot 2 + 150}{1780} = 1,08 \text{ см},$$

что составляет  $\frac{1}{460}$  пролета  $< \frac{1}{200}$ .

47. Сборные безбалочные перекрытия образуются из плит, капиталей и колонн. Плиты разделяются на межколонные и пролетные. Межколонные плиты опираются на капители и поддерживают пролетные плиты. Они могут быть уложены в одном или двух направлениях (рис. 33). Пролетные плиты опираются в первом случае своими концами на капители и межколонные плиты, а во втором — на межколонные плиты по четырем сторонам. Толщина пролетных плит меньше толщины межколонных на высоту четверти, на которую ложатся пролетные плиты.

Пролетные плиты сборных перекрытий с надколонными плитами двух направлений рассчитываются на прочность в соответствии с указаниями главы II.

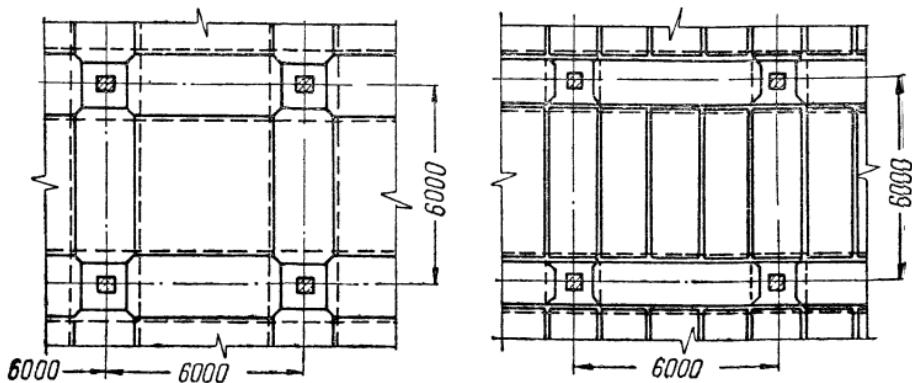


Рис. 33. Конструктивная схема сборных безбалочных перекрытий

Межколонные плиты должны иметь на концевых участках верхнюю арматуру, надежно соединяемую сваркой с арматурой, воспринимающей отрицательные моменты в зоне капителей, которые должны быть тщательно замоноличены конструктивным бетоном. При соблюдении этих условий колонны с капителями и межколонными плитами рассчитываются, как рамы, согласно указаниям главы III.

Учитывая возможность одновременного разрушения межколонных и пролетных плит, необходимо производить расчет прочности перекрытия в целом на полосовое разрушение, руководствуясь указаниями настоящей главы для монолитных безбалочных перекрытий.

При качественном заполнении швов по контуру пролетных плит, опертых по четырем сторонам, прогиб этих плит может быть определен следующим образом:

а) вычисляется изгибающий момент на единицу длины при образовании трещин. Для сплошных гладких плит его определяют по формуле

$$M_t = \frac{h^2 R_p^h}{3,5}, \quad (47.1)$$

где  $h$  — толщина пролетной плиты;

$R_p^h$  — нормативное сопротивление бетона растяжению.

Нагрузка, отвечающая образованию трещин, определяется, как для защемленной плиты, по формуле

$$p_t = \frac{45M_t}{l^2}, \quad (47.2)$$

а прогиб плиты к моменту трещинообразования — по формуле

$$f_t = 0,0143 \frac{p_t l^4}{E_6 h^3}, \quad (47.3)$$

где  $E_6$  — нормативный модуль упругости бетона.

Связь межколонных плит друг с другом и заливка контура пролетной плиты препятствуют удлинению ее нижней поверхности и при качественном выполнении создают, по крайней мере, до образования трещин в пролетной плите, условия, близкие к полному защемлению ее краев.

б) методом предельного равновесия, как для свободно опертой плиты, определяют несущую способность плиты  $p'$  по нормативным характеристикам материалов. Учитывая распор, создаваемый контуром, образованным межколонными полосами, повышают найденную величину на 20%.

$$p = 1,2p'.$$

По указаниям главы II определяют прогиб плиты при исчерпании ее несущей способности и по формуле (8.1) главы I — прогиб при нормативной нагрузке.

---

## Г л а в а V

### РАСЧЕТ ФУНДАМЕНТОВ ПОД ФАБРИЧНО- ЗАВОДСКИЕ ДЫМОВЫЕ ТРУБЫ И ИНЫЕ ОТДЕЛЬНО СТОЯЩИЕ КРУГЛЫЕ В ПЛАНЕ СООРУЖЕНИЯ БАШЕННОГО ТИПА

48. Указания настоящей главы относятся к круглым или восьмиугольным, а также к кольцевым фундаментам. В пределах нижнего основания трубы или башни толщина круглых и восьмиугольных фундаментов предполагается постоянной, а за его пределами — линейно убывающей по направлению к наружному краю, где она должна состав-

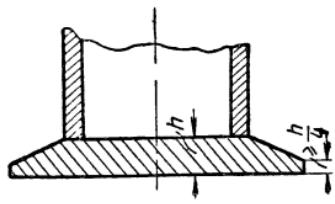


Рис. 34. Фундаменты с линейно убывающей толщиной консольного выступа

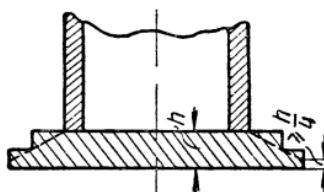


Рис. 35. Фундаменты со ступенчато убывающей толщиной консольного выступа

лять не менее одной четверти толщины средней части фундаментной плиты (рис. 34). Толщина фундамента в пределах консольных выступов может убывать также ступенями, назначаемыми так, чтобы толщина консоли ни в одном ее сечении не была меньше, чем при трапециoidalном сечении ее (рис. 35). При кольцевых фундаментах наружная часть кольца предполагается очерченной так же, как указано выше для круглых фундаментов, а внутренняя, имеющая постоянную толщину, если, согласно п. 58, она долж-

на иметь верхнюю арматуру либо, если верхней арматуры по условиям п. 58 не требуется, толщину, убывающую к внутреннему краю, по правилам, указанным для наружного консольного выступа.

Фундамент должен быть изолирован от воздействия высокой неравномерной температуры, вызванной технологическим теплом. В противном случае расчет и конструирование его производятся по специальным указаниям.

49. Сплошные фундаменты рекомендуется осуществлять восьмиугольными и армировать равномерными сетками: в пределах консолей и прилежащих к ним участков внутрен-

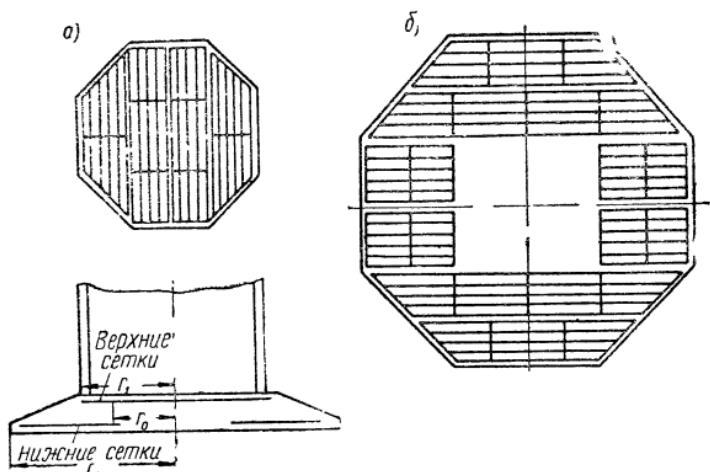


Рис. 36. Схемы армирования фундаментов

*а* — схема раскладки одного из двух рядов верхних сеток; второй ряд сеток укладывается перпендикулярно первому;  
*б* — схема раскладки одного из двух рядов нижних сеток; второй ряд сеток укладывается перпендикулярно первому.

ней части плиты — нижними сетками, а по всей внутренней части плиты — верхними сетками (рис. 36).

Во время бетонирования верхние сетки должны удерживаться в проектном положении специальными сварными элементами, предусмотренными спецификацией арматуры.

Для расчета восьмиугольный фундамент заменяется равновеликим ему по площади круглым.

50. Фундамент, подвергающийся совместному действию центрально приложенной нагрузки от веса конструкции и ветрового момента, условно рассчитывается на равномерную нагрузку снизу, интенсивность которой равна наибольшему напряжению, подсчитанному по формулам сопротив-

ления материалов для середины консольного выступа фундамента

$$p = \frac{\bar{N}}{F} + \frac{\bar{M}}{J} \frac{r_1 + r_2}{2}, \quad (50.1)$$

где  $r_1$  — внешний радиус нижнего сечения трубы или башни (рис. 37);

$r_2$  — радиус окружности, ограничивающей равновеликий восьмиугольнику круглый фундамент;

$N$  — расчетный вес сооружения с фундаментом;

$\bar{M}$  — расчетный ветровой момент относительно подошвы фундамента;

$F = \pi r_2^2$  — площадь фундамента;

$J = \frac{\pi r_2^4}{4}$  — момент инерции площади фундамента;

$p$  — условно принимаемая для расчета фундамента величина равномерного расчетного реактивного давления на него снизу.

Если следует учесть концентрацию у края фундамента, то определяется распределение реакций под фундаментом от условной вертикальной силы  $N = pF$ .

При этом реактивная сила, приходящаяся на среднюю часть фундамента в пределах площади основания трубы или башни, распределяется по этой части плиты равномерно.

51. Толщина плиты должна проверяться по условию склонования с тем, чтобы поперечная арматура по расчету не требовалась. Проверку следует производить для кольцевых сечений, расположенных вблизи основания стенки трубы или башни с наружной и внутренней стороны этой стенки.

Чтобы удовлетворить вышеуказанному условию, не увеличивая чрезмерно толщи-

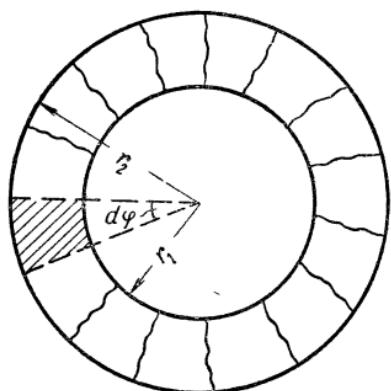
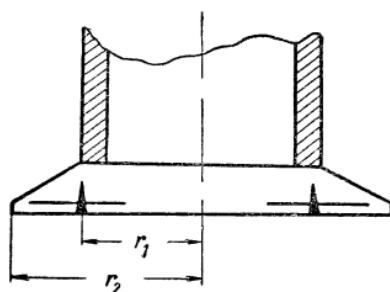


Рис. 37. Схема излома фундамента при расчете на отлом консоли

ну плиты, можно в случае надобности повысить проектную прочность бетона фундамента, но не свыше марки 200.

52. Расчет армирования плиты производится с помощью метода предельного равновесия.

Для определения сечения арматуры нижних сеток принимается схема излома плиты по рис. 37. Кольцо консольного выступа распадается при этом на звенья с центральными углами  $d\varphi$ . Длина линии сопряжения такого звена с центральной частью равна  $r_1 d\varphi$ . Момент реактивной нагрузки, стремящейся повернуть звено, равен  $m_r, d\varphi$ . Сопротивляется повороту звена арматура, пересекающая кольцевую и радиальные трещины. Усилие текучести в этой арматуре на единицу длины линии излома любого направления равно  $f_a R_a$ .

Равнодействующая усилий текучести на участке кольцевой линии излома и двух радиальных линий излома, выделяющих рассматриваемое звено, равна

$$f_a R_a \left[ r_1 d\varphi + 2(r_2 - r_1) \frac{d\varphi}{2} \right] = f_a R_a r_2 d\varphi .$$

Сжатая зона располагается только на участке кольцевой линии излома длиной  $r_1 d\varphi$ . Усилие сжатия на единицу длины этой линии излома равно

$$f_a R_a \frac{r_2}{r_1} .$$

Высота сжатой зоны  $x$  при этом равна

$$x = \frac{f_a R_a r_2}{R_u r_1} ,$$

а плечо внутренней пары равно

$$h_0 = \frac{f_a R_a r_2}{2R_u r_1} ,$$

тогда момент сил, сопротивляющихся повороту звена, равен

$$f_a R_a r_2 \left( h_0 - \frac{f_a R_a r_2}{2R_u r_1} \right) d\varphi .$$

Он должен быть больше, чем момент  $m_r d\varphi$ , стремящийся повернуть это звено, откуда вытекает неравенство (52.1).

Площадь  $f_a$  стержней нижних сеток, приходящихся на единицу длины перпендикулярного к этим стержням сечения плиты, определяется из неравенства

$$\frac{r_2}{r_1} f_a R_a h_0 \left[ 1 - \frac{\frac{r_2}{r_1} f_a R_a}{2h_0 R_u} \right] \geq m , \quad (52.1)$$

где  $R_a$  — расчетное сопротивление арматуры;

$R_u$  — расчетная прочность бетона на сжатие при изгибе;

$h_0$  — полезная высота фундаментной плиты в месте заделки в нее стенок трубы или башни;

$m$  — момент внешних сил, приложенных к консоли, отнесенный к единице длины внешнего контура основания трубы или башни.

Момент  $m$ , если это нужно, определяется с учетом концентрации напряжений грунта у краев фундаментной плиты. Если концентрацией напряжений у контура фундамента можно пренебречь, то

$$m = \frac{p}{6r_1} (2r_2^3 - 3r_1 r_2^2 + r_1^3). \quad (52.2)$$

При равномерно распределенной реактивной нагрузке

$$mr_1 d\varphi = d\varphi \int_{r_1}^{r_2} p \rho (\rho - r_1) d\varphi = p d\varphi \left( \frac{r_2^3}{3} - \frac{r_1 r_2^2}{2} + \frac{r_1^3}{6} \right),$$

откуда получается равенство (52.2).

53. Для определения места теоретического обрыва сеток в зоне постоянной толщины плиты рассматривается схема разрушения, отличающаяся от предыдущей тем, что кольцевая трещина не цилиндрическая, а коническая и обходит внутренние концы сеток (рис. 38).

В этом случае сопротивление повороту звена оказывает только арматура, пересекающая радиальные трещины. Усилие текучести этой арматуры дает равнодействующую

$$2f_a R_a (r_2 - r_0) \frac{d\varphi}{2} = f_a R_a (r_2 - r_0) d\varphi.$$

Длина линии излома звена, на которой имеется сжатие бетона, равна  $r_1 d\varphi$ . Поэтому усилие сжатия на единицу длины этой линии излома есть:

$$f_a R_a \left( \frac{r_2 - r_0}{r_1} \right)$$

и высота сжатой зоны

$$x = \frac{f_a R_a (r_2 - r_0)}{R_u r_1}.$$

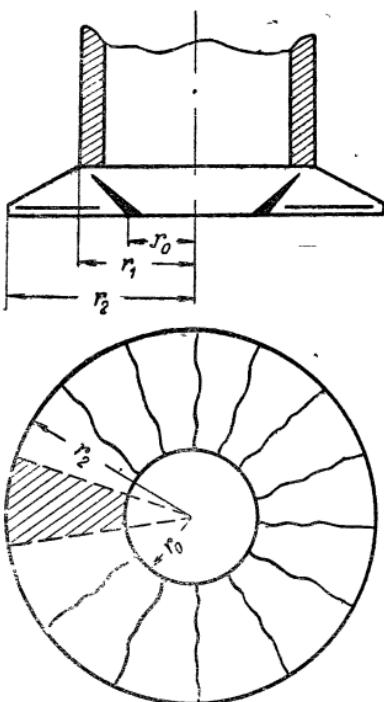


Рис. 38. Схема излома фундамента для определения места теоретического обрыва стержней

Поэтому момент от усилий текучести в арматуре равен

$$f_a R_a (r_2 - r_0) \left[ h_0 - \frac{f_a R_a}{2R_u} \cdot \frac{r_2 - r_0}{r_1} \right] d\varphi.$$

Момент от нагрузки на консольном выступе равен по предыдущему  $m r_1 d\varphi$ , а от равномерной нагрузки  $p$ , расположенной между радиусами  $r_0$  и  $r_1$ :

$$-\int_{r_0}^{r_1} p_1 \rho (r_1 - \rho) d\rho d\varphi = -\frac{p_1}{6} (r_1^3 - 3r_1 r_0^2 + 2r_0^3) d\varphi.$$

Условие, что звено не будет поворачиваться, выразится неравенством

$$m r_1 - \frac{p_1}{6} (r_1^3 - 3r_1 r_0^2 + 2r_0^3) \leq f_a R_a (r_2 - r_0) \left[ h_0 - \frac{f_a R_a}{2R_u} \cdot \frac{r_2 - r_0}{r_1} \right].$$

Плечо внутренней пары в этом случае не точно такое же, как в предыдущем, однако различаются они незначительно.

Пренебрегая этим и полагая плечи внутренней пары в указанных случаях одинаковыми, можно предыдущее условие упростить. Перепишем его в форме

$$m r_1 - \frac{p_1}{6} (r_1^3 - 3r_1 r_0^2 + 2r_0^3) \leq f_a R_a z (r_2 - r_0).$$

Из формулы (52.1)  $f_a R_a z \geq m \frac{r_1}{r_2}$ , заменивая в запас прочности в

предпоследнем неравенстве  $f_a R_a z$  правой частью последнего неравенства, имеем

$$\frac{m r_1 r_0}{r_2} \leq \frac{p_1}{6} (r_1^3 - 3r_1 r_0^2 + 2r_0^3).$$

Проверка места теоретического обрыва нижних сеток внутри контура трубы производится согласно неравенству

$$\frac{6m}{p_1} \leq \frac{r_2}{r_0 r_1} (r_1^3 - 3r_0^2 r_1 + 2r_0^3), \quad (53.1)$$

где  $p_1$  — равномерная нагрузка на плиту фундамента в пределах площади нижнего основания трубы. Ес-

ли концентрация напряжений на контуре фундамента не учитывается,

$$p_1 = p;$$

$r_0$  — расстояние от оси сооружения до места теоретического обрыва сеток арматуры (рис. 38).

54. Для случая равномерной нагрузки место теоретического обрыва сеток определяется по приближенной формуле

$$r_0 = 2r_1 - r_2. \quad (54.1)$$

Заменив в формуле (53.1) величину момента  $m$  его выражением по формуле (52.2), имеем

$$(2r_2^3 - 3r_2^2 r_1 + r_1^3) r_0 \leq r_2 (r_1^3 - 3r_0^2 r_1 + 2r_0^3)$$

или

$$\left(\frac{r_2}{r_1} - 1\right)^2 \left(2 + \frac{r_1}{r_2}\right) \leq \left(1 - \frac{r_0}{r_1}\right)^2 \left(2 + \frac{r_1}{r_0}\right).$$

Из формулы (54.1) имеем

$$\frac{r_2}{r_1} - 1 \leq 1 - \frac{r_0}{r_1},$$

а при этом условии предыдущее неравенство удовлетворяется.

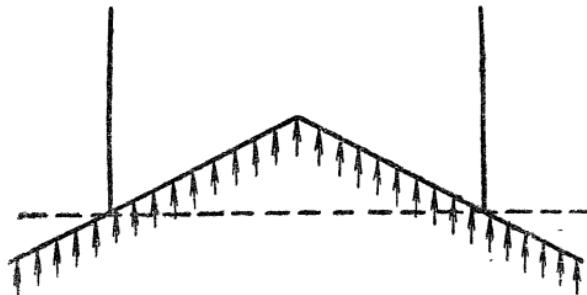


Рис. 39. Схема излома фундамента при расчете арматуры верхней сетки

Стержни сеток следует продолжить за место теоретического обрыва на длину, необходимую для их заанкеривания.

55. Сечение верхней арматуры определим в предположении, что средняя часть плиты под влиянием реактивной нагрузки продавливается вверх с образованием радиальных трещин, раскрывающихся на верхней стороне плиты.

При этом можно было бы делать равные предположения о состоянии консольных выступов плиты:

а) они опускаются при подъеме средней части плиты, согласно рис. 39, а нагрузка, приложенная к консольным выступам, совершают отрицательную работу;

б) консольные выступы не поворачиваются за счет образования раскрывающихся снизу кольцевой цилиндрической трещины и радиальных трещин, согласно рис. 37;

в) консольные выступы не поворачиваются вследствие образования трещин по рис. 38.

Однако сечение нижних сеток и места их обрыва подбираются так, чтобы соответствующие рис. 37 и 38 схемы разрушения не могли реализоваться. Поэтому опасным оказывается случай «а», для которого и составляется условие прочности.

Усилие текучести верхней арматуры вдоль одной радиальной трещины равно  $f'_a R_a r_1$ .

Длина сжатой зоны вдоль этой трещины равна  $r_2$ . Поэтому высота сжатой зоны

$$x = \frac{f'_a R_a r_1}{R_u r_2},$$

а плечо внутренней пары равно

$$z = h_0 - \frac{f'_a R_a r_1}{2 R_u r_2}.$$

Условие прочности клиновидного элемента плиты с центральным углом  $d\varphi$

$$f'_a R_a \left( h_0 - \frac{f'_a R_a r_1}{2 R_u r_2} \right) r_1 2 \frac{d\varphi}{2} \geq p_1 \frac{r_1^3}{6} d\varphi - m r_1 d\varphi.$$

Сечение  $f'_a$  стержней верхней сетки, приходящееся на 1 пог. м перпендикулярного к ним сечения, определяется из неравенства

$$f'_a R_a h_0 \left( 1 - \frac{r_1 f'_a R_a}{2 r_2 h_0 R_u} \right) \geq p_1 \frac{r_1^2}{6} - m. \quad (55.1)$$

Если реактивная нагрузка по всей площади плиты может быть принята равномерной, то при замене  $r_1$  на  $r$  неравенство (55.1) переходит в неравенство

$$\frac{r_1}{r_2} f_a' R_a h_0 \left(1 - \frac{r_1 f_a' R_a}{2r_2 h_0 R_i}\right) \geq \frac{pr_2(3r_1 - 2r_2)}{6}. \quad (55.2)$$

56. Для кольцевых фундаментов (рис. 40) расчет сечения нижней сетки, препятствующей отколу наружного консольного выступа, производится по той же формуле (52.1, 52.2), как для сплошных фундаментов.

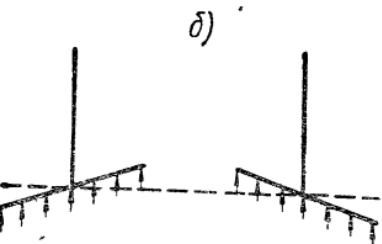
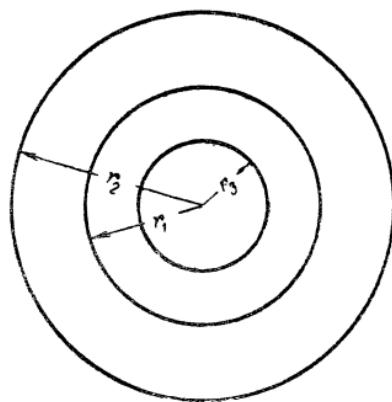
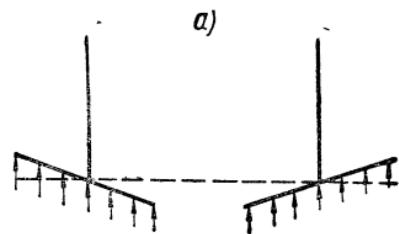
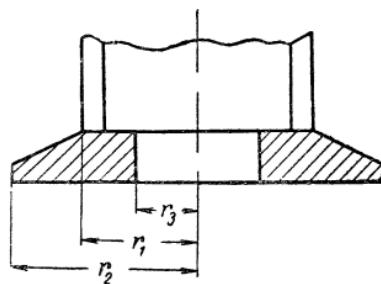


Рис. 41. Возможные схемы излома кольцевых фундаментов

*a* — наружная консольная часть фундамента поднимается; *б* — наружная консольная часть фундамента опускается

Рис. 40. Схема кольцевого фундамента

Место теоретического обрыва нижней арматуры определяется по формуле (54.1). Однако, если по расчету расстояние  $r_0$  от центра плиты до теоретического обрыва оказывается меньше внутреннего радиуса  $r_3$  кольцевого фундамента, то необходимо произвести пересчет согласно п. 57.

57. Для кольцевого фундамента при  $r_3 > 2r_1 - r_2$  возможна схема излома, характеризующаяся тем, что наружная консольная часть плиты поднимается (рис. 41, *a*), а внут-

ренняя консольная часть плиты опускается, причем реактивная нагрузка на наружной консоли совершают положительную, а на внутренней — отрицательную работу.

Рассуждая так же, как в п. 53, но заменяя радиус  $r_0$  (место теоретического обрыва арматуры) внутренним радиусом  $r_3$  кольцевой плиты, а также учитывая концентрацию напряжений на внутреннем контуре, находим неравенство (57.1).

Из условия

$$f_a R_a (r_2 - r_3) \left[ h_0 - \frac{f_a R_a}{2R_u r_1} (r_2 - r_3) \right] \geq (m - m') r_1 \quad (57.1)$$

при  $r_3 > 2r_1 - r_2$  должно быть определено усиленное против требований п. 56 сечение  $f_a$  нижней арматуры фундамента, где  $m'$  — момент реактивных сил, действующих на внутреннем выступе плиты, отнесенный к единице длины дуги радиусом  $r_1$ .

Если концентрация напряжений на краях плиты может не учитываться, то величина  $m$  выражается формулой (52.2), а величина  $m'$  формулой

$$m' = \frac{p}{6} (r_1^3 - 3r_1 r_3^2 + 2r_3^3),$$

выводимой так же, как в п. 53.

При равномерно распределенной реактивной нагрузке условие (57.1) приобретает вид

$$f_a R_a \left[ h_0 - \frac{f_a R_a}{2R_u r_1} (r_2 - r_3) \right] \geq \frac{p}{6} [2(r_2^2 + r_2 r_3 + r_3^2) - 3r_1(r_2 + r_3)]. \quad (57.2)$$

Заменив приближенно, как и в п. 53, левую часть предыдущей формулы через

$$m \frac{r_1}{r^2} = \frac{p}{6r_2} (2r_2^3 - 3r_1 r_2^2 + r_1^3),$$

и произведя преобразования, можно видеть, что условие это выполняется всегда, если

$$r_3 < 2r_1 - r_2.$$

При  $r_3 < 2r_1 - r_2$  проверка условий (57.1) или (57.2) не требуется.

58. Сечение верхней арматуры кольцевой плиты определяется из рассмотрения схемы излома, при которой внутренняя часть кольцевой плиты поднимается, а наружная опускается (рис. 41, б).

Усилие верхней арматуры вдоль одной радиальной трещины равно

$$f'_a R_a (r_1 - r_3).$$

Длина сжатой зоны вдоль этой трещины равна  $r_2 - r_3$ . Отсюда высота сжатой зоны

$$x = \frac{f'_a R_a (r_1 - r_3)}{R_u (r_2 - r_3)},$$

а плечо внутренней пары равно

$$z = h_0 - \frac{f'_a R_a (r_1 - r_3)}{2R_u (r_2 - r_3)}.$$

Сечение верхней арматуры  $f'_a$  должно удовлетворять условию предельного равновесия клиновидного элемента плиты

$$f'_a R_a (r_1 - r_3) h_0 \left( 1 - \frac{f'_a R_a (r_1 - r_3)}{2R_u (r_2 - r_3) h_0} \right) \geq (m' - m) r_1, \quad (58.1)$$

где  $m'$  и  $m$  — отнесенные к единице длины дуги радиуса  $r_1$  моменты реактивных сил, действующих на внутренней и соответственно на внешней части кольцевой плиты,

Если реактивная нагрузка по площади плиты может быть принята равномерно, то неравенство (58.1) принимает вид

$$f_a' R_a \frac{r_1 - r_3}{r_2 - r_3} h_0 \left( 1 - \frac{f_a' R_a (r_1 - r_3)}{2R_a (r_2 - r_3) h_0} \right) \geq \\ \geq \frac{p}{6} [3r_1(r_2 + r_3) - 2(r_2^2 + r_2 r_3 + r_3^2)].$$

Если  $r_1 < \frac{2}{3} \frac{r_2^2 + r_2 r_3 + r_3^2}{r_2 + r_3}$ , то верхняя арматура не

требуется.

**Пример 7.** Требуется рассчитать восьмиугольный фундамент под дымовую трубу.

**Дано.** Наружный радиус трубы  $r_1 = 5,25 \text{ м}$ ; радиус круга, описанного вокруг фундамента,  $r_3 = 10,5 \text{ м}$ ; внутренний радиус трубы  $4,21 \text{ м}$ ; толщина плиты в средней части  $h = 2 \text{ м}$ ;  $h_0 = 1,93$ ; толщина концов консоли  $h_1 = 0,6 \text{ м}$ .

Вес трубы без учета веса фундамента и грунта на его обрезах  $N = 3500 \text{ т}$ ; ветровой момент относительно подошвы фундамента  $M_n = 3000 \text{ тм}$ . Бетон марки 200; арматура горячекатаная периодического профиля из стали марки Ст. 5; коэффициент перегрузки  $n_1 = 1,1$ ;  $n_2 = 1,2$ .

*Расчет.*

а) Определяют расчетные нагрузки:

$$N = 3500 \cdot 1,1 = 3850 \text{ тм};$$

$$M = 3000 \cdot 1,2 = 3600 \text{ тм}.$$

б) Определяют радиус круга  $r_2$ , равновеликого площади восьмиугольника, и момент инерции равновеликого круга.

Площадь восьмиугольника

$$F = 4r^2 \sin \frac{2\pi}{8} = 4 \cdot 10,5^2 \cdot 0,707 = 314 \text{ м}^2;$$

$$r_2 = \sqrt{\frac{F}{\pi}} = 10 \text{ м};$$

$$J_{kp} = \frac{\pi r^4}{4} = \frac{3,14 \cdot 10^4}{4} = 7850 \text{ м}^4.$$

в) Определяют условное равномерное давление на фундаментную плиту снизу по формуле (50.1):

$$p = \frac{3850}{314} + \frac{3600}{7850} \cdot \frac{10 + 5,25}{2} = 15,75 \text{ т/м}^2 = 1,575 \text{ кг/см}^2.$$

г) Проверяют плиту на скальвание  $P = p\pi(r_2^2 - r_1^2) \leq R_p 2\pi r_1 \gamma h_0$

$$R = \frac{p\pi(r_2^2 - r_1^2)}{2\pi r_1 \gamma h_0} = \frac{1,575(1000^2 - 525^2)}{525 \cdot 2 \cdot 0,9 \cdot 193} = 6,25 < R_p = 6,4 \text{ кг/см}^2.$$

д) Определяют момент на единицу длины от равномерно распределенной расчетной нагрузки  $p$  по формуле (52.2)

$$m = \frac{p}{6r_1} (2r_2^3 - 3r_1 r_2^2 + r_1^3) =$$

$$= \frac{15,75}{6 \cdot 5,25} (2 \cdot 10^3 - 3 \cdot 5,25 \cdot 10^2 + 5,25^3) = 284 \text{ тм/м.}$$

е) Подбирают сечение арматуры нижних сеток, отнесенное к единице длины сечения, исходя из формулы (52.1).

Формула аналогична обычной формуле для плит с одиночной арматурой с той лишь разницей, что сечение арматуры умножено на отношение радиусов

$$\frac{r_2}{r_1} = \frac{10}{5,25} = 1,9.$$

Вычисляем коэффициент

$$A = \frac{M}{bh_0^2} = \frac{28400000}{100 \cdot 193^2} = 7,5.$$

По табл. 17 И 123-55 ему соответствует значение  $\mu = 0,325$ , которое в данном случае надо скорректировать за счет отношения радиусов.

В действительности процент армирования должен составлять:

$$\frac{0,325}{1,9} = 0,17.$$

Площадь сечения в  $\text{см}^2$  на 1 м равна

$$f = 0,17 \frac{100 \cdot 193}{100} = 32,9 \text{ см}^2;$$

$$6 \oslash 26 f_a = 31,86 \text{ см}^2.$$

ж) Определяют теоретическое место обрыва нижних сеток по формуле (54.1):

$$r_0 = 2r_1 - r_2 = 2 \cdot 5,25 - 10 = 0,5 \text{ м},$$

т. е. обрывать нижние сетки нецелесообразно.

з) Определяют сечение верхних сеток на единицу длины по формуле (55.2):

$$f_a' R_a h_0 \left( 1 - \frac{r_1 f_a' R_a}{2r_2 h_0 R_u} \right) \geq \frac{pr_2(3r_1 - 2r_2)}{6}.$$

В правую часть формулы входит множитель  $3r_1 - 2r_2 = 3 \cdot 5,25 - 2 \cdot 10 = -4,25 < 0$ .

Это показывает, что правая часть неравенства отрицательна и, следовательно, постановка верхней арматуры не требуется, а достаточно армировать плиту только нижней сеткой.

---

## О ГЛАВЛЕНИЕ

	Стр.
Предисловие . . . . .	3
Глава I. Общие положения . . . . .	4
Глава II. Сборные и монолитные плиты и настилы, балочные и работающие в двух направлениях . . . . .	19
Глава III. Неразрезные балки и рамы . . . . .	47
Глава IV. Монолитные и сборные безбалочные перекрытия . .	68
Глава V. Расчет фундаментов под фабрично-заводские дымовые трубы и иные отдельно стоящие круглые в плане сооружения башенного типа . . . . .	97

---

\* \* \*

*Госстройиздат*  
*Москва, Третьяковский проезд, д. 1*

\* \* \*

Редактор издательства Г. Д. Климова  
Технический редактор Д. Я. Касимов

---

Сдано в набор 22/VIII-1961 г.  
Подписано к печати 20/X-1961 г.

Т 12706      Бумага 84×108/<sub>32</sub>=1,75 бум. л.  
5,74 печ.л. (5,27 уч.-изд.л.) Тираж 13 000 экз.  
Изд. № XII—6396 Зак. № 2065 Цена 26 коп.

---

Типография № 1 Государственного изда-  
тельства литературы по строительству,  
архитектуре и строительным материалам,  
г. Владимир