

ЕВРОПЕЙСКИЙ КОМИТЕТ ПО БЕТОНУ
МЕЖДУНАРОДНАЯ ФЕДЕРАЦИЯ
ПО ПРЕДНАПРЯЖЕННОМУ ЖЕЛЕЗОБЕТОНУ

ИНФОРМАЦИОННЫЙ БЮЛЛЕТЕНЬ № 87
ТЕХНОЛОГИЯ И ИНДУСТРИАЛИЗАЦИЯ
АРМИРОВАНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ
КОНСТРУКЦИЙ

КОНСТРУИРОВАНИЕ

ПОСОБИЕ



ЦИНИС ГОССТРОЯ СССР
НИИЖБ ГОССТРОЯ СССР

СОСТАВ РАБОЧЕЙ ГРУППЫ ПОСОВИЯ

Х.Мотте (председатель)

П.Баккер	г.Гаага
Б.Бернарди	г.Цюрих
Т.Кайконс	г.Брюссель
Р.Элигехайзен	г.Брауншвейг
Р.Хартман	г.Париз
Х.Хольценбайн	г.Вена
Р.Ланкастр	г.Лондон
Р.Мешкат	г.Штутгарт
Х.Мартин	г.Мюнхен
Н.Мулин	г.Москва
Г.Обергер	г.Хальштадт
Х.Шальхер	г.Цюрих
А.Шомбург	г.Дрезден
Г.Сомервил	г.Слоу

Группа находится под эгидой:

Комиссии П "Стали-Сцепление-Анкеровка" ЕКБ.

Председатель: д-р С.Соретц;

Комиссии "Стали для предварительного напряжения" ФИП.

Председатель: проф. А.С.Г.Бруггельтинг

У С Л О В Н Ы Е О Б О З Н А Ч Е Н И Я

ГЕОМЕТРИЧЕСКИЕ РАЗМЕРЫ	НОВЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ
α, e - шаг стержней	S
$\ddot{u}$ - защитный слой бетона	e
ϕ - диаметр стержня	
ϕ_L - диаметр продольного стержня	
ϕ_Q - диаметр поперечного стержня	
ϕ_E - приведенный диаметр стержня, заменяющего группу стержней	
ϕ_K - размер фракции заполнителя	
u - периметр стержня	
A - площадь поперечного сечения арматуры	A_s
$\mu = \frac{100 \cdot A}{b \cdot h}$ - процент армирования	$E\ell \quad P_0$
A_{erf} - требуемая площадь арматуры	
A_{vorh} - имеющаяся площадь арматуры	
ℓ_e - площадь поперечного сечения арматуры, отнесенная к единице ширины	
d_B - диаметр гибочного ролика	
r - радиус	
b, b_0 - ширина	
d - высота	h
h - расчетная полезная высота	d'
Z - плечо внутренней пары сил	
V - величина смещения эпюры растягивающих напряжений	a_ℓ

ХАРАКТЕРИСТИКИ АНКЕРОВКИ АРМАТУРЫ		Новое обозначение
ℓ_{do} - основная длина анкеровки		
$\ell_d = \frac{A_{erf}}{A_{vorh}} \ell_{do}$ - длина анкеровки прямых стержней, работающих на растяжение		ℓ_δ
$\Delta \ell_d$ - уменьшение длины анкеровки при крюках или петлях		$\Delta \widehat{\ell}_\delta$
$\widehat{\ell}_d = \ell_d - \Delta \ell_d$ - длина анкеровки стержней, работающих на растяжение, с крюками или петлями		
ℓ'_d - длина анкеровки стержней, работающих на сжатие		
ℓ - длина анкеровки на опорах		
$\ell_v = K \cdot \ell_{do} \frac{A_{erf}}{A_{vorh}} - \Delta \ell_d$ - длина нахлестки		ℓ_v
K - коэффициент, учитывающий долю стержней, стыкуемых в одном сечении		

ХАРАКТЕРИСТИКИ МАТЕРИАЛОВ		Новое обозначение
σ_a - напряжение в стали		σ_s
σ_a^* - напряжение в стали от расчетных усилий		σ_{sd}
$adm \sigma_a$ - допускаемое напряжение в стали при воздействии эксплуатационной нагрузки		
R_{ak} - характеристическое (нормативное) сопротивление стали		f_{yk}
R_a^* - расчетное сопротивление стали на растяжение		f_{yd}
R_A^{**} - расчетное сопротивление стали на сжатие		f_{ycd}
R_{bk} - характеристическая (нормативная) прочность бетона на растяжение		f_{ctk}
R'_{bk} - характеристическая прочность бетона на сжатие		f_{csk}
R_{br} - предел прочности при центральном растяжении		f_{ct}
R_β^* - расчетное сопротивление бетона на растяжение		f_{ctd}
10		

R_b^*	- расчетное сопротивление бетона на сжатие	f_{ccd}
τ_{dl}^*	- условное сопротивление сцепления при анкеровке и стыковании	τ_{bd}
τ_d^*	- условное сопротивление сцепления при действии поперечной силы	τ_{bud}
τ_o^*	- условное сопротивление бетона на скалывание	τ_{wd}
τ_{ou}^*	- условное сопротивление бетона скалыванию в стадии разрушения	τ_{wud}
τ_{tu}^*	- условное сопротивление бетона скалыванию при кручении в стадии разрушения	τ_{tud}

**УСИЛИЯ, ДЕЙСТВУЮЩИЕ В ПОПЕРЕЧНОМ
СЕЧЕНИИ ЭЛЕМЕНТА**

Новое обозначение

Z	- растягивающее усилие	F
Z^*	- расчетное растягивающее усилие	F_d
Z_A	- растягивающее усилие на опоре	
Z_A^*	- расчетное растягивающее усилие на опоре	
D	- сжимающее усилие	
D^*	- расчетное сжимающее усилие	
N	- нормальная сила	N
N^*	- расчетная нормальная сила	N_d
T, Q	- поперечная сила	V
T, Q^*	- расчетная поперечная сила	V_d
U	- усилие отрыва	
U^*	- расчетное усилие отрыва	
M	- изгибающий момент	M
M^*	- расчетный изгибающий момент	M_d
M_T	- крутящий момент	T
M_T^*	- расчетный крутящий момент	T_d
m	- крутящий момент, отнесенный к единице длины	

ВВЕДЕНИЕ

Правильное армирование требует ясного представления о характере распределения усилий в несущей конструкции, особенно во второй стадии ее работы. Сложные формы армирования могут быть реализованы лишь благодаря тщательной и кропотливой работе.

Армирование бетона стальными стержнями и стальными сетками преследует несколько целей. Арматура предназначается для восприятия растягивающих усилий, которые возникают в несущих конструкциях в результате воздействия внешних нагрузок. При расчете армирования исходят из того, что сам бетон ввиду его слабой прочности на разрыв не участвует в восприятии растяжения. Арматура придает устойчивость несущей конструкции.

С помощью армирования нельзя предотвратить образование трещин в бетоне, подверженном воздействию растягивающего усилия, однако стальная арматура должна способствовать тому, чтобы раскрытие трещин в бетоне под воздействием рабочих нагрузок оставалось достаточно малым. Размеры раскрытия трещин не должны превышать величин, которые установлены в зависимости от условий окружающей среды и характера действующей нагрузки.

Во многих случаях арматура также ограничивает раскрытие трещин, которые образуются при действии внутренних напряжений. Такие трещины возникают в результате препятствия перемещению при изменениях температуры, усадке бетона, статически неопределимом опирании и т.д.

В сжатых элементах арматура совместно с бетоном воспринимает внешнюю нагрузку (например, колонны) и обеспечивает устойчивость гибких элементов, работающих на продольный изгиб. С помощью арматуры, работающей на сжатие, можно уменьшить деформации, возникающие вследствие ползучести и усадки бетона. При этом стальная арматура в сильно загруженных зонах сжатия уменьшает прогибы, возникающие из-за усадки и ползучести бетона. Количество арматуры, работающей на сжатие, на участках элементов, не подверженных изгибу, по экономическим соображениям может приниматься небольшим, учитывая тенденцию применения особо

высокопрочных бетонов. При значительных сжимающих напряжениях в элементах, работающих на сжатие, для восприятия поперечных растягивающих усилий должна быть установлена поперечная арматура в виде хомутов или спиралей.

В настоящее время применяются мелкоячеистые стальные элементы, например, сетки из тонких стержней при ячейке, равной от 3 до 5 см, для предотвращения откола и отслоения защитного слоя бетона при пожаре в зонах рабочей арматуры.

Для того чтобы арматура выполняла такие функции, необходимо соблюдение основных требований, предъявляемых к железобетонным конструкциям: арматура и бетон должны работать совместно за счет сцепления по длине стержней, а также должна быть обеспечена надежная анкеровка концов арматуры в бетоне. Основными характеристиками арматурной стали являются ее механические свойства, коррозионная стойкость и эффективность сцепления с бетоном.

ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ

Настоящие конструктивные правила действительны только для обычного тяжелого бетона стандартных марок. Соответствующие исследования применительно к легкому бетону пока еще не завершены. Поэтому окончательные правила по армированию легкого бетона будут рассмотрены в отдельной главе.

Часть I

КОНСТРУИРОВАНИЕ

I. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ ПО АРМИРОВАНИЮ

I.1. СОВМЕСТНОЕ ПРИМЕНЕНИЕ СТАЛИ РАЗЛИЧНЫХ СОРТОВ

В принципе при расчете конструкций методом разрушающих нагрузок совместно могут применяться различные сорта стали с соответствующими пределами текучести.

Для рабочей арматуры в поперечном сечении конструкции следует применять сталь только одного сорта и класса для того, чтобы избежать ошибок при укладке арматуры (например, при одинаковых диаметрах стержней) на строительной площадке.

I.2. ШАГ СТЕРЖНЕЙ И ЗАЩИТНЫЙ СЛОЙ БЕТОНА

I.2.1 Основные положения Защитный слой

Для защиты арматурных стержней от коррозии необходим защитный слой бетона. Его эффективность зависит от толщины, качества, плотности и проницаемости бетона. Толщина защитного слоя должна соблюдаться всегда, то есть отклонения в меньшую сторону из-за неровностей опалубки, размеров крепежных деталей или очертания арматуры (например, хомутов) недопустимы.

Диаметр стержня

Защитный слой бетона должен воспринимать касательные напряжения, возникающие за счет сил сцепления между арматурой и бетоном. При незначительных размерах диаметра арматурных стержней и невысоких марках арматурных сталей для восприятия касательных напряжений достаточно ограничить минимальный шаг стержней.

Наибольшая фракция для заполнителя

Крупность фракций заполнителя в бетоне не должна препятствовать эффективному уплотнению бетонной смеси. Заполнитель не должен застревать между часто расположенными стержнями арматуры.

1.2.2 Расположение арматуры в поперечном сечении, минимально допустимые расстояния

В поперечном сечении строительного элемента параллельные арматурные стержни могут быть расположены как отдельно, так и группами из стержней, соприкасающихся между собой. Соблюдение минимальных расстояний между стержнями, а также необходимой толщины защитного слоя бетона обеспечивает при правильном выполнении безупречное обволакивание стержней бетоном. Наибольшие расстояния между стержнями зависят от типа строительного элемента. О них еще будет сказано в соответствующих разделах.

1.2.2.1 Одиночные стержни

При назначении минимальных расстояний между двумя смежными параллельными стержнями необходимо принимать величины, приведенные на рисунке 1.2 - 1.

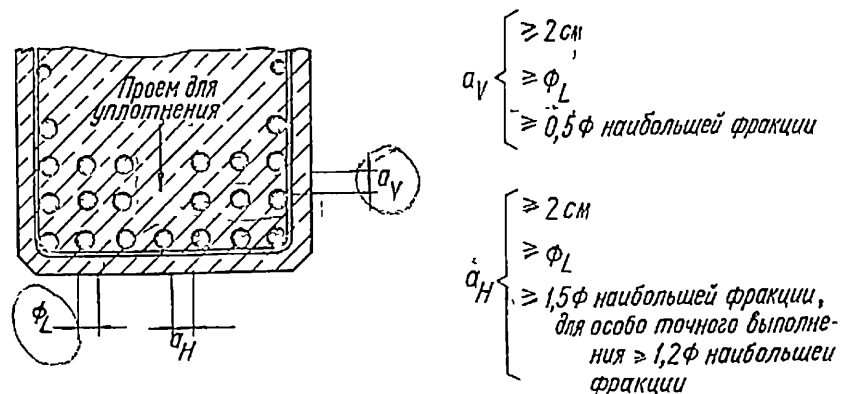


Рис.1.2 - 1. Правила соблюдения минимальных расстояний между параллельными стержнями

При многорядном армировании (рис.1.2 - 1) стержни должны быть распределены строго один над другим. Продольные стержни должны быть закреплены. Для укладки и уплотнения бетонной смеси необходимо предусмотреть проемы между рабочими стержнями (расстояния между такими проемами примерно 60 см). Величина проемов определяется размером вибратора-уплотнителя.

1.2.2.2 Группы стержней

Расположение групп стержней показано на рис.1.2 - 2 и 1.2 - 3.

Группы продольных, горизонтально расположенных стержней можно укладывать только тогда, когда по обе стороны каждой группы имеется достаточно места для размещения вибратора, уплотняющего бетонную смесь.



Рис.1.2 - 2. Группы из двух соприкасающихся стержней

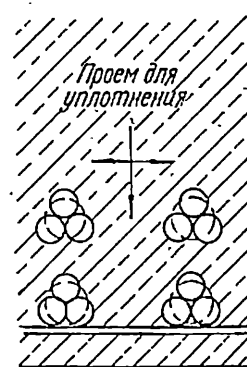


Рис.1.2 - 3. Группы из трех соприкасающихся стержней

Группы, состоящие более чем из двух стержней, можно применять лишь в виде исключения, при этом следует обратить особое внимание на соблюдение мер, обеспечивающих хорошее обволакивание стержней бетоном.

Минимальные расстояния и защитный слой бетона для групп стержней определяются для одного фиктивного стержня, центр тяжести которого совпадает с центром тяжести группы стержней, и площадь поперечного сечения которого равна сумме площадей поперечных сечений отдельных стержней в группе.

Диаметр такого "заменяющего" стержня для одинаковых стержней группы равен $\phi_E = \sqrt{n} \cdot \phi$, где n - количество стержней в каждой группе. В зоне нахлестки стержней они не рассматриваются как группа стержней.

Группы (пучки) стержней с успехом применяются в строительных элементах крупных размеров с высоким процентом армирования. Для предотвращения бокового выпучивания групп стержней, расположенных в сжатых элементах, следует устанавливать поперечную арматуру.

При повышенных усилиях сцепления не следует создавать пучки из стержней. Надо учитывать увеличение длины зоны анкеровки из-за сокращенного полезного периметра стержней (сравн. разд.1.4.3.5 - 2).

1.2.3 Защитный слой бетона

Абсолютные минимальные величины защитного слоя бетона в зависимости от диаметра стержня, крупности фракции и условий окружающей среды приведены в таблице I-I, причем наибольшая величина является определяющей.

Таблица 1-1

Минимальные величины защитного слоя бетона для стержней диаметром до 40 мм

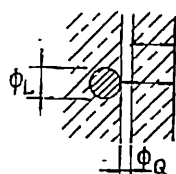
В е л и ч и н а		
абсолютная	приведенная к диаметру стержня ϕ	приведенная к размеру самой крупной фракции заполнителя ϕ_K

Категории конструкций по степени агрессивного воздействия окружающей среды

1	2	3	1	2	3	1	2	3
$\geq 1 \text{ см}$	$\geq 2 \text{ см}$	$\geq 3 \text{ см}$	$\geq 1 \phi$	$\geq 1,2 \phi$	$\geq 1,25 \phi$	$\geq 1 \phi_K$	$\geq 1 \phi_K$	$\geq 1,5 \phi_K$

Повышенный защитный слой бетона необходим при жарком климате, износе из-за истирания или другом виде воздействия на поверхность или бетоне с раковинами.

При защитном слое бетона более 5 см в нем следует располагать арматурные сетки



Для групп стержней

$$\phi = \phi_E$$

Определяющим является соответствующий диаметр поперечной или продольной арматуры

Для слабоармированных строительных элементов особенно плит и колонн такое условие при хорошо распределенных стержнях может отпасть

Категории конструкций по степени агрессивности окружающей среды.

1. Конструкции или их элементы, находящиеся в постоянных, не вызывающих коррозии условиях окружающей среды.

2. Конструкции или их элементы, находящиеся внутри сооружений и подверженные воздействию на них конденсата или постоянно соприкасающиеся с водой, не вызывающей коррозии.

Конструктивные элементы, расположенные с внешней стороны сооружений и защищенные от прямого воздействия дождя, а также находящиеся во влагонасыщенной среде, но защищенные от воздействия мороза.

Конструкции или их элементы, находящиеся в грунтах, способствующих процессу коррозии.

3. Конструкции или их элементы, находящиеся внутри сооружений и подверженные воздействию газов и испарений, вызывающих коррозию.

Конструкции или их элементы, расположенные снаружи сооружений и подверженные сильным воздействиям окружающей среды, например, атмосферных осадков, попеременному увлажнению и высыханию, морозу во влагонасыщенном состоянии самого элемента.

Конструктивные элементы, подверженные интенсивному замораживанию и оттаиванию. (В последнем случае бетон должен иметь воздушные поры, созданные воздухововлекающими добавками).

Обеспечение защитного слоя бетона

В процессе укладки и уплотнения бетона арматурные стержни должны удерживаться в проектном положении с помощью крепежных деталей (фиксаторов). Расстояния между этими деталями определяются в зависимости от жесткости арматуры. Крепежные детали не должны нарушать защитный слой.

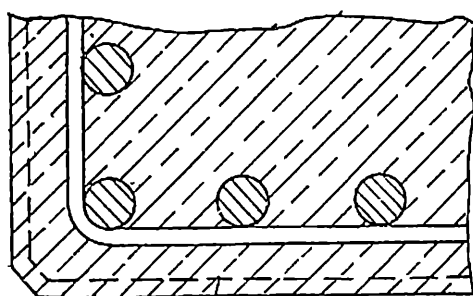
Арматура не должна соприкасаться с дном опалубки и приподниматься при бетонировании.

Мероприятия по противопожарной защите

Защитный слой бетона на открытых бетонных поверхностях должен быть достаточным, чтобы оградить стальную арматуру от воздействия огня в течение времени, установленного заказчиком строительного объекта.

Такая защита зависит не только от толщины защитного слоя бетона, но и от некоторых строительных мероприятий.

Проволочные сетки для предотвращения откола и отслоения крупных участков защитного слоя бетона при пожаре (рис.1.2-4) должны, в свою очередь, иметь достаточный защитный слой, предохраняющий от коррозии.



Проволочная сетка

Рис.1-2 - 4. Проволочная сетка для предотвращения откола, например при пожаре, крупных участков защитного слоя бетона

1.3. ДОПУСТИМЫЙ ЗАГИБ АРМАТУРНЫХ СТЕРЖНЕЙ

1.3.1 Основные положения

1) Определяющим является способность стали к пластической деформации

Стержни периодического профиля

Из-за влияния местных напряжений, вызванных поперечным обжатием, стержни периодического профиля не могут быть так сильно изогнуты, как гладкие стержни.

Класс стали

С ростом прочности (класса стали), как правило, снижаются пластические свойства арматуры.

Диаметр стержня

С увеличением диаметра стержня, как правило, снижается возможный угол его загиба. Поэтому стержни крупного диаметра должны гнуться при относительно больших радиусах изгиба.

2) Определяющим является прочность бетона

При линейном распределении напряжений в бетоне под отгибами арматуры в зоне изгиба в поперечном направлении возникают скалывающие усилия, которые должны быть восприняты бетоном. Чрезмерно крутые изгибы приводят к образованию трещин разрыва. Усилие, вызывающее раскол бето-

на, должно оставаться ниже допускаемой величины, которая зависит от прочности бетона на сжатие.

Вид растягивающего усилия

Если усилие приложено с одного конца стержня (например, загиб в виде крюка), то радиусы загиба могут быть меньшими, чем в том случае, когда усилие приложено к обоим концам стержня (например, петли и отгибы).

Величина напряжения

Так как раскалывающие усилия в бетоне зависят от величины напряжений смятия под отгибом, то радиус загиба нужно определять в зависимости от напряжений в стали в начале отгиба.

Защитный слой бетона и расстояния между стержнями

При малой толщине защитного слоя бетона и малых расстояниях между стержнями, особенно когда все стержни отогнуты в одном месте (например, углы рамных конструкций), раскалывающие усилия должны быть уменьшены путем увеличения размеров радиуса загиба.

Напряжение бетона в поперечной плоскости к плоскости изгиба

Сжатие в поперечном направлении к плоскости изгиба является более благоприятным, а растяжение увеличивает опасность образования трещин раскалывания.

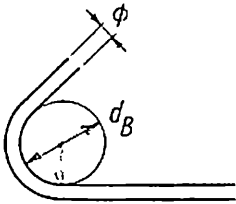
3) Поперечная арматура

При отгибах рабочей арматуры поперечная арматура должна воспринять растягивающие усилия и предотвратить отслоение защитного слоя бетона (например, при петлях, без наличия поперечного сжатия).

1.3.2 Минимальные размеры диаметров гибочных роликов

Таблица 1-2

Минимальные размеры диаметров гибочных роликов d_B

		Диаметр гибочного ролика (d_B) при стержнях			
		гладких		периодического профиля	
		$R_{ак} \dots [N/cm^2]$			
		22 000	40 000	$\geq 40 000$ $< 50 000$	$\geq 50 000$
Вид отгиба	Диаметр стержня	С учетом способности деформирования стали ¹⁾			
Крюки	$\phi \leq 10$ мм	2,5 ϕ	3 ϕ	3 ϕ	3 ϕ
Лапки	$\phi \geq 10$ мм $\phi \geq 20$ мм	2,5 ϕ	4 ϕ	5 ϕ	5 ϕ
Хомут	$\phi \geq 20$ мм $\phi \geq 25$ мм	5 ϕ	6 ϕ	7 ϕ	8 ϕ
Петли ²⁾	$\phi \geq 25$ мм	-	8 ϕ	9 ϕ	10 ϕ

Продолжение таблицы

Вид отгиба	Защитный слой бетона	Из-за опасности раскалыва- ния бетона			
		15 ϕ	15 ϕ	20 ϕ	25 ϕ
Отогнутые стержни	$\bar{u} \leq 5$ см $\leq 3 \phi$	15 ϕ	15 ϕ	20 ϕ	25 ϕ
и петли 2)	$\bar{u} > 5$ см $> 3 \phi$	10 ϕ	10 ϕ	15 ϕ	20 ϕ

1) Величины не меньшие, чем гарантированные изготовителем арматуры.

2) В принципе для петель и в тех случаях, когда несколько стержней одного ряда арматуры отогнуты в одном месте (например, в углах рам), диаметр гибочного ролика должен по крайней мере соответствовать величине d_b согласно требованиям разд. I.4.3.4.

Сварные сетки для железобетонных элементов не должны перегибаться по месту сварки. Расстояние между местом сварки и начальной точкой изгиба должно составлять по крайней мере четырехкратный диаметр изгибаемого стержня.

I.4. ВИДЫ АНКЕРОВКИ АРМАТУРНЫХ СТЕРЖНЕЙ

Стальные стержни в бетоне могут воспринимать напряжения лишь тогда, когда имеется достаточная длина их заделки в бетоне или когда на их концах предусмотрены анкерующие элементы.

В зоне анкеровки растягивающее усилие Z находится в состоянии равновесия со сжимающим усилием D в бетоне. Сжимающее усилие распространяется в бетоне от конца стержня, при этом возникают как сжимающие, так и растягивающие напряжения. Направления ил. (траектории) показаны на рис. I.4 - I, а.

Сумма растягивающих напряжений в поперечном направлении к стержню образует поперечное растягивающее усилие в бетоне, которое также называется раскалывающим усилием и может привести к образованию трещин раскола (Рис. I.4 - I, б).

I.4.I Основные положения

Виды анкеровки

Надежность анкеровки в значительной мере зависит от ее вида: на - личия прямых или отогнутых концов стержней, приваренных поперечных стержней, специальных анкеров и др.

Периодический профиль стержней

При анкеровке за счет сил сцепления прочность возрастает с увеличением эффективности профиля поверхности. Для стержней с поперечными выступами прочность сцепления зависит от высоты выступов, их формы и расстояния между ними (I.2 до I.4). Расчетное сопротивление сцепления мо -

нег быт ь принят о гораз до больш ие у стержней периодического профиля, чем у гладких. При применении стержней с сильно выраженным профилированием возрастает опасность образования трещин раскола.

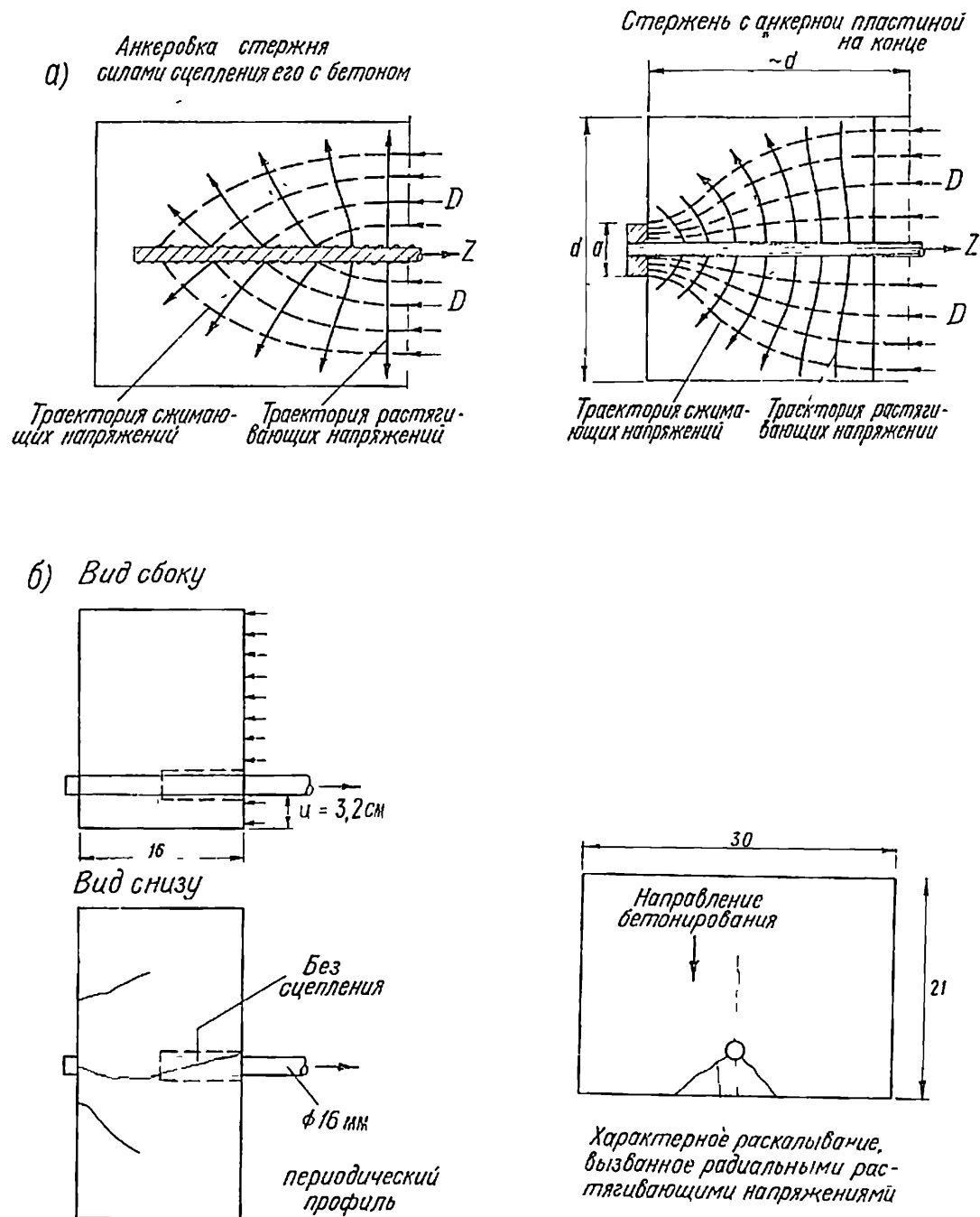


Рис. I.4 - I.

а - график траекторий главных напряжений в зоне анкерования арматурного стержня; б - трещины в защитном слое бетона при анкеровке силами сцепления

Класс стали

С повышением прочности (класса) стали пропорционально увеличивается размер длины анкеровки при условии полного использования свойств стали.

Прочность бетона

С повышением прочности бетона длина анкеровки, обусловленная силами сцепления, может быть сокращена. Зависимость между напряжениями сцепления и прочностью бетона имеет нелинейный характер.

Диаметр стержня

Длина анкеровки, обусловленная силами сцепления, возрастает пропорционально диаметру стержня, так как соответственно увеличивается периметр стержня.

Величина напряжений в стержнях

Если стержень нагружается не полностью, то есть площадь его сечения больше, чем это требуется, то при анкеровке силами сцепления длины анкеровки могут быть уменьшены пропорционально соотношению A_{eff} / A_{voln} . Однако установленные минимальные длины заделки при анкеровке силами сцепления не должны быть нарушены.

Вид нагрузки

При нагрузках, вызывающих сжимающие напряжения, размеры длины анкеровки должны быть меньше, чем при растягивающих напряжениях, так как часть раскалывающих усилий снимается обжатием бетона.

При значительных динамических нагрузках сцепление может уменьшаться.

Положение стержней в поперечном сечении изделия

Из-за осадки частиц бетонной смеси во время ее укладки и последующего уплотнения надежность сцепления выступающих стержней по отношению к нижележащим или вертикальным стержням сильно снижается.

На длине анкеровки стержни должны иметь достаточный защитный слой бетона и при некоторых условиях поперечную арматуру (см. ниже), чтобы раскалывающие усилия не привели к чрезмерному раскрытию трещин.

Напряженное состояние бетона, вызванное работой конструкции

Сжатие поперек стержня является выгодным (по опытам [15] при поперечном сжатии с напряжением примерно $1/3 R'_{bk}$ длина анкеровки силами сцепления может быть уменьшена, например, на $1/3$). Растяжение, которое суммируется в зоне анкеровки с раскалывающими условиями, является нежелательным, так как оно может уменьшить надежность анкеровки (Рис. 7.4 - 2).

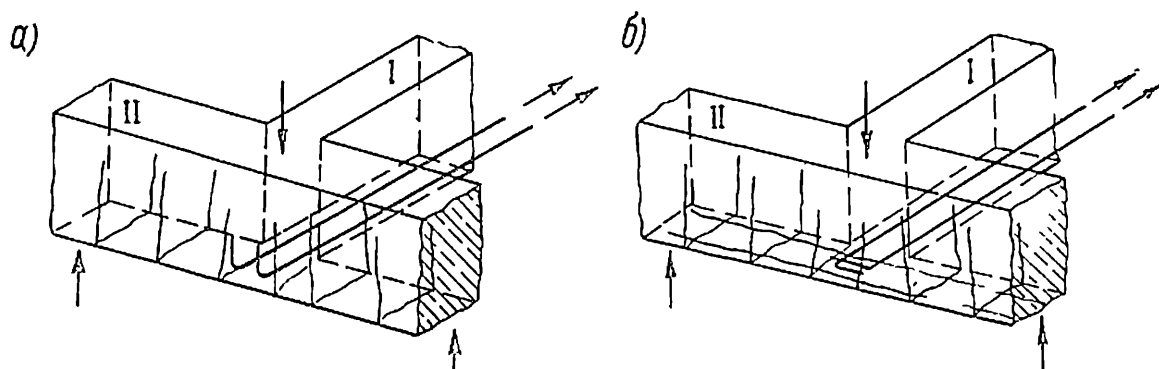


Рис. I.4 - 2. Пример расположения крюков относительно плоскости возможного образования трещин
а - неправильно; б - правильно

Поперечная арматура

Возникающие в местах заделки арматуры поперечные растягивающие усилия в бетоне требуют (особенно при стержнях крупного диаметра) применения поперечной арматуры, которая препятствует чрезмерному развитию раскалывающих трещин в бетоне. Действенность заделки, таким образом, обеспечивается.

I.4.2 Виды заделки

В качестве анкерующих элементов обычно используются:

- прямые стержни;
- крюки или отгибы под углом (лапки);
- петли;
- приваренные поперечные стержни (например, в сварных сетках).

I.4.3 Анкеровка растянутой арматуры

I.4.3.1 Поперечное армирование

Для восприятия усилий поперечного растяжения в зоне анкеровки должно быть выполнено одно из следующих условий:

- установлена поперечная арматура для предотвращения откола защитного слоя бетона;
- обеспечено поперечное обжатие бетона, например, вызванное реакцией на опоре.

Стержни диаметром ≥ 16 мм не должны анкероваться без применения поперечной арматуры, которая препятствует развитию трещин раскола. Часто достаточно установить минимальную поперечную арматуру, например, у плит или балок (хомуты). При часто расположенных стержнях крупного диаметра и особенно при многорядном расположении арматуры в зоне анкеровки необходимо располагать дополнительную поперечную арматуру.

Максимальное раскалывающее усилие составляет при анкеровке силами сцепления около $0,25 Z^*$ (Z - усилие в каждом анкеруемом стержне). При анкерных пластинах оно зависит от соотношения a/d (см. рис. 1.4 - 1, а) и изменяется от $0,15 Z^*$ до $0,30 Z^*$.

При анкеровке силами сцепления поперечная арматура должна располагаться в пределах расчетной длины заделки ℓ_d , лучше всего в крайней трети.

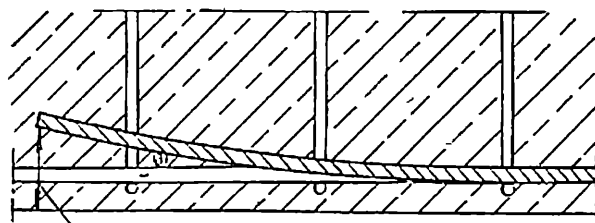
1.4.3.2 Анкеровка прямых концов стержней за счет сцепления с бетоном

Анкеровка за счет сил сцепления дешевле и поэтому она всегда применяется, когда имеется возможность обеспечить требуемую длину заделки (анкеровки).

Для надежной заделки прямых концов стержней последние должны иметь периодический профиль, так как сопротивление среза между выступами обеспечивает хорошее сцепление.

Анкеровка только прямых концов гладких стержней и стержней периодического профиля может оказаться недостаточной (сравни раздел 1.4.3.3), так как силы сцепления зависят от состояния поверхности стержня (например, гладкая или со следами ржавчины) и могут быть очень различными. При многократно повторных нагрузках сцепление может быть нарушено.

При стержнях крупного диаметра или частом расположении стержней кроме требуемой поперечной арматуры рекомендуется производить небольшой отгиб стержней, что увеличивает толщину защитного слоя бетона (рис. 1.4 - 3).



Увеличенный размер и

Рис. 1.4 - 3. Увеличение толщины защитного слоя бетона путем небольшого отгиба для восприятия в зоне заделки поперечных растягивающих усилий

Основание для проведения расчета длины заделки ℓ_d , по которому прямой стержень рассматривается как заанкеренный, приведено в разделе 1.4.3.5.

1.4.3.3 Анкеровка крюками или лапками

Стержень можно заанкерить на меньшей длине, чем ℓ_d , если на конце стержня загнуть крюк (рис. 1.4 - 4, а) или отогнуть лапку (отгиб) (рис. 1.4 - 4, б).

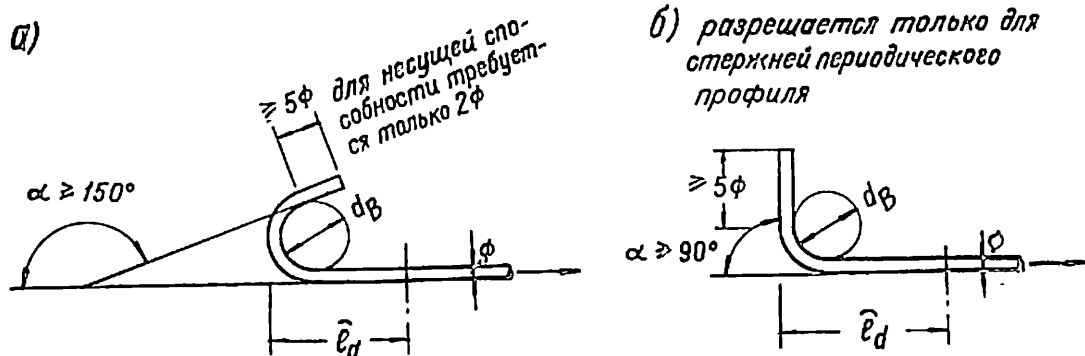


Рис. I.4. - 4. Виды анкеровки
а - крюками; б - лапками (оттибами)

Лапки допустимы только для стержней периодического профиля, для гладких стержней нужно всегда предусматривать крюки. На крюк не должно передаваться полное усилие заделки, так как иначе в начале криволинейного участка возникают чрезмерные деформации.

При расчете длины анкеровки крюк учитывается с помощью коэффициента уменьшения "на крюк" Δl_d . (См. разд. I.4.3.5).

Крюк не должен находиться слишком близко к боковой наружной поверхности, так как в результате откола бетонной оболочки он не будет работать. Крюков вблизи наружных поверхностей следует вообще избегать. При взаимной накладке выгодно горизонтальное расположение крюков (рис. I.4 - 5). Лучше всего крюк располагать поперек сжимающих напряжений. Загромождения крюками следует избегать, так как в таких местах легко образуются раковины в бетоне из-за плохого уплотнения бетонной смеси. Избежать этого можно сместив крюки один по отношению к другому (вразбежку) на величину не менее 15ϕ .

Крюки арматурных стержней крупного диаметра при их частом расположении должны быть нанесены на арматурные чертежи в масштабе с тем, чтобы можно было определить, имеется ли достаточно места и не остаются ли большие неармированные зоны за пределами загиба крюка. На коротких опорах крюки на стержнях крупного диаметра допускать нельзя, так как может произойти откол бетона под крюками (рис. I.4 - 6). В данном случае следует укладывать по месту шпильки из более тонких стержней с петлевыми анкерами или анкерными пластинами.

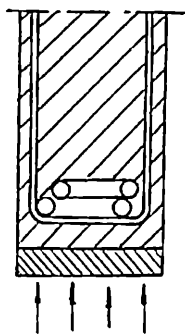
I.4.3.4 Анкеровка петлями

Петлевыми анкерами считаются такие петли, у которых оба конца стержня растянуты в одинаковой степени (рис. I.4 - 7).

Напряжение смятия под петлей с диаметром гибочного ролика d_B составляет

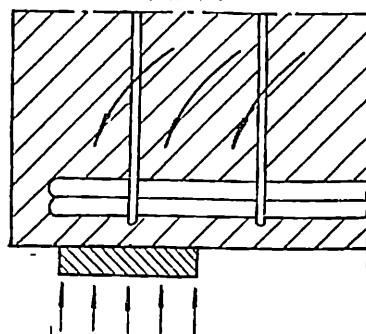
$$p_u = \frac{2z}{d_B \phi} \cdot$$

Узкая стенка

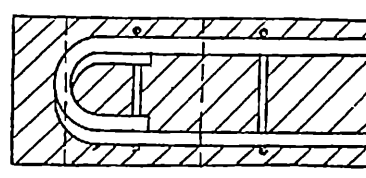


*Горизонтальные
крюки*

Сжатие

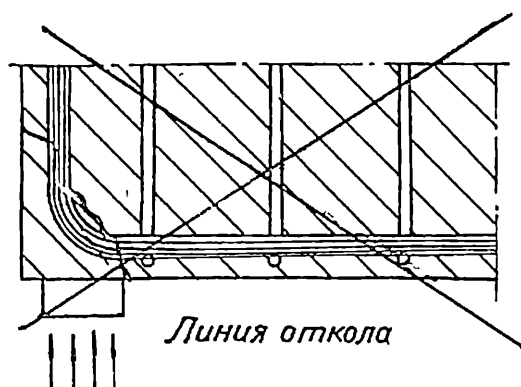


*Реакция (сжатие) на
опоре*

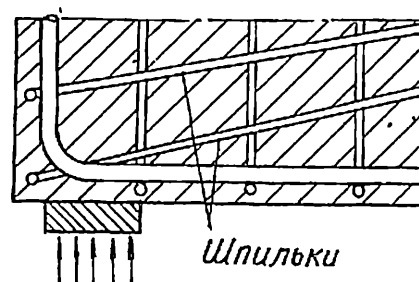


План

Рис. I.4 - 5. Раскол стенок крюками может быть предотвращен благодаря их горизонтальному расположению. Поперечное сжатие является благоприятным



Короткая опора



Шпильки

План

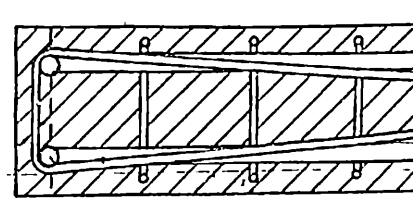


Рис. I.4. - 6. На коротких опорах крюки на стержнях крупного диаметра нельзя допускать без установки дополнительных шпилек

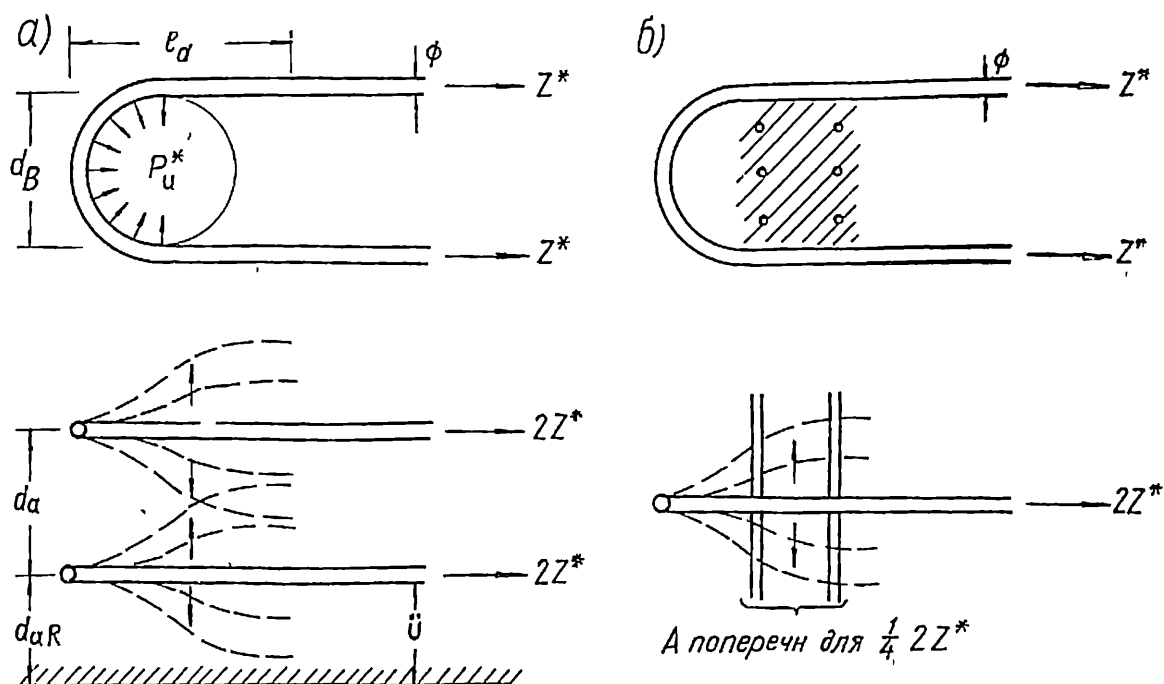


Рис. I.4 - 7.

а - петлевой анкер; б - зона расположения поперечной арматуры

С целью ограничения напряжений смятия диаметр гибочного ролика должен отвечать следующему условию:

$$d_B \geq \left(0,7 + 1,4 \frac{\phi}{d_a}\right) \frac{\sigma_a^*}{R_{\delta K}} \phi,$$

где σ_a^* - напряжение в стали у начала изгиба, установленное по условиям предельной прочности (предельного состояния).

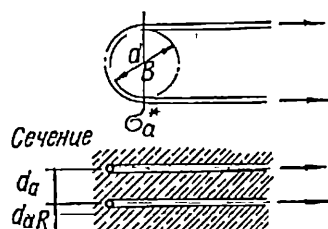
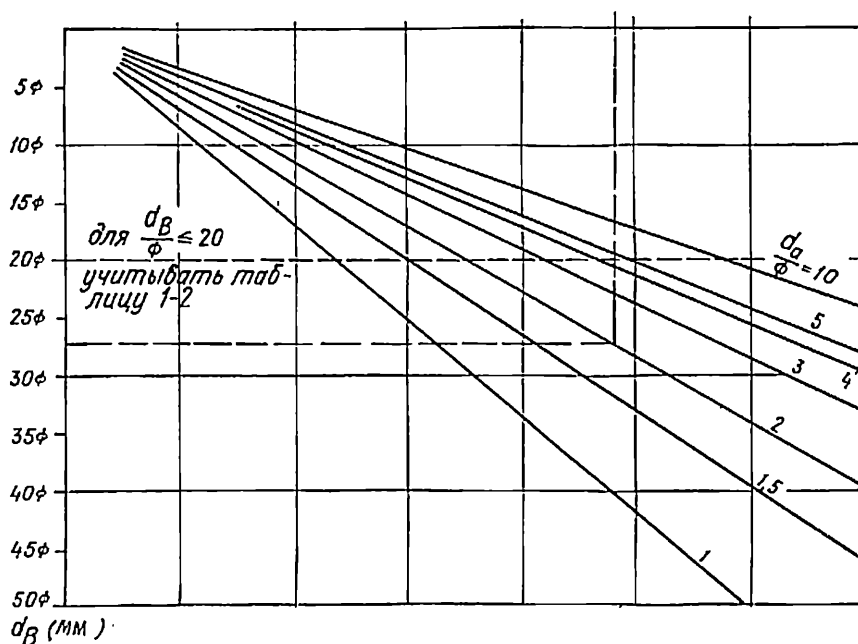
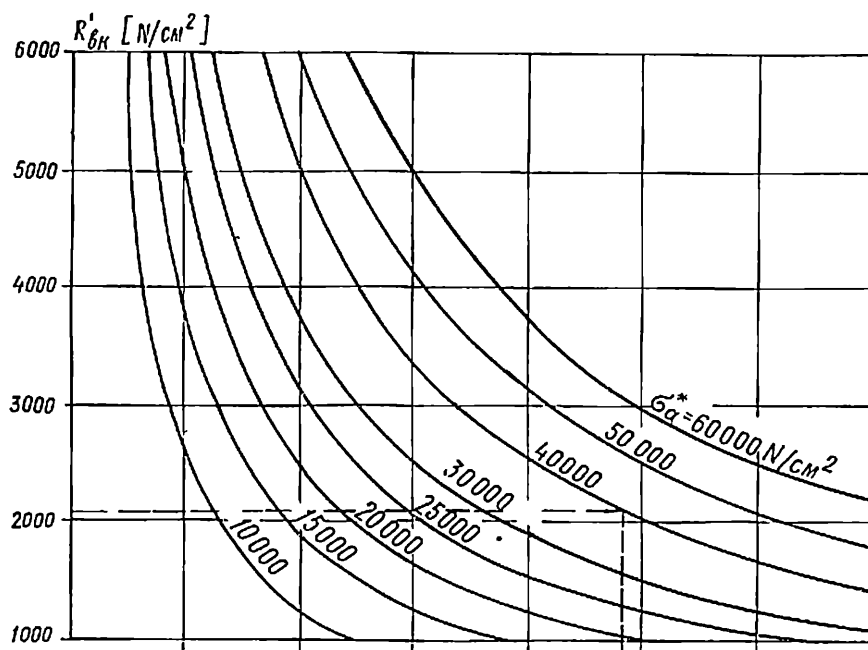
d_a - расстояние в осях двух смежных петельных плоскостей или расстояние d_{aR} от плоскости петли до поверхности бетона (рис. I.4-7).

Снижение напряжения в стали у начала изгиба петли учитывается величиной напряжений, воспринимаемых прямым отрезком стержня на длине заделки перед загибом.

При небольших толщинах защитного слоя бетона следует обратить внимание на то, что из-за упругой отдачи арматуры после ее загиба вокруг гибочного ролика с диаметром d_B диаметр петли может увеличиться примерно на 10% от d_B .

Требуемый диаметр гибочного ролика может быть определен по данным рис. I.4-8.

Если на длине анкеровки раскалывающие усилия в бетоне не воспринимаются каким-либо другим образом (например, достаточным поперечным обжатием), то нужно предусматривать поперечное армирование. Оно должно



σ_a^* - напряжение в стали в начале изгиба

d_a - расстояние между двумя плоскостями петель d_{aR} или расстояние от плоскости петли до поверхности бетона

$$\min d_B = \left(0,7 + 1,4 \frac{\phi}{d_a} \right) \frac{\sigma_a^*}{R_{Bk}} \cdot \phi$$

Рис.1.4 - 8. Определение необходимых диаметров гибочных роликов петлевых анкеров

рассчитываться на одну четверть общего усилия петли и состоять по крайней мере из двух стержней диаметром 6 мм каждый. Арматура располагается в зоне, показанной на рис. I.4 - 7.

Длина заделки $\widehat{\ell}_d$ рассчитывается согласно разд. I.4.3.5.

I.4.3.5 Расчет длины анкеровки стержней с прямыми концами, а также с крюками и петлями

I) Основная длина анкеровки

Основная длина анкеровки ℓ_{do} при полной нагрузке равна

$$\ell_{do} = \frac{R_a^*}{4\tau_{d\ell}^*} \cdot \phi ,$$

где R^* - расчетное сопротивление арматуры;
 $\tau_{d\ell}$ - расчетное сопротивление сцепления;
 ϕ - диаметр стержня (при некруглых стержнях "заменяющий" диаметр $\phi_E = U/\pi$, где U - окружность стержня).

В зависимости от положения стержней при бетонировании нужно различать условия сцепления I и условия сцепления II.

Хорошее условие сцепления (I): для всех стержней, которые наклонены к горизонтали под углом от 45 до 90°; для более пологих и горизонтальных стержней лишь тогда, когда они расположены в нижней половине поперечного сечения элемента или по крайней мере на расстоянии 30 см от верхней поверхности элемента.

Расчетное сопротивление сцепления:

гладкие стержни $\tau_{d\ell}^* = 2,8 \sqrt{R_B^*}$ единица измерения ;
 (N) и (см) ;

стержни периодического профиля $\tau_{d\ell}^* = 1,9 \sqrt[3]{R_B^*{}^2}$.

Приведенное значение справедливо для стержней периодического профиля, на поверхности которых выкатаны поперечные или наклонные по отношению к оси стержня выступы. Стержни могут иметь и продольные ребра. Поперечные выступы могут кончатся до продольных ребер или заходить в них.

Сопротивление выдергиванию стержней должно соответствовать требованиям специальных указаний по правилам приемки арматурной стали с повышенным качеством сцепления.

Ухудшенное условие сцепления (II): для всех стержней, которые не отвечают предыдущим требованиям.

Расчетное сопротивление сцепления в два раза меньше, чем для условия сцепления I.

Примеры условий сцепления показаны на рис. I.4 - 9.

Введение коэффициентов безопасности $\gamma_\phi \geq 1,4$ и $\gamma_a = 1,15$, установленных специальными рекомендациями, позволяет при расчете по предельным состояниям получить формулы для определения ℓ_{do} , приведенные в таблице I-3.

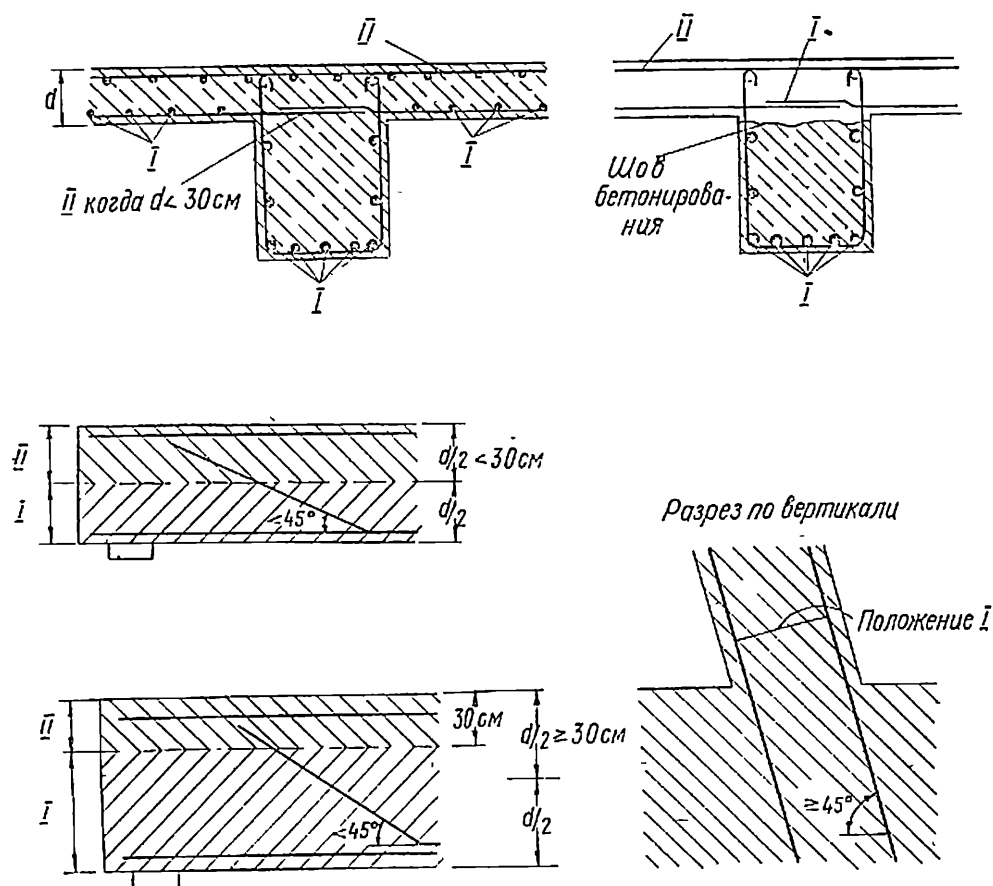


Рис. I.4. - 9. Положение арматурных стержней в хорошем (I) или ухудшенном (II) условиях сцепления

Таблица I-3

Формулы для определения основной длины анкеровки ℓ_{d0} ℓ_{d0}

Профиль стержня	Условия сцепления	
	хорошее	ухудшенное
Гладкий	$\ell_{d0} = 0,092 \frac{R_{ак}}{R_{бк}^{1/2}} \cdot \phi$	$\ell_{d0} = 0,184 \frac{R_{ак}}{R_{бк}^{1/2}} \phi$
Периодически	$\ell_{d0} = 0,143 \frac{R_{ак}}{R_{бк}^{2/3}} \phi$	$\ell_{d0} = 0,286 \frac{R_{ак}}{R_{бк}^{2/3}} \phi$

Для некоторых часто встречающихся классов сталей и марок бетона в табл. I-4 и на рис. I.4 - 10 приведены численные значения ℓ_{d0} .

Таблица I-2

Размеры длины анкеровки ℓ_{do} .

Профиль стержня	R_{ak} [N/cm ²]	Условия сцепле- ния	ℓ_{do} для R_{bk} [N/cm ²] при				
			2000	3000	4000	5000	6000
Гладкий	22 000	I	45 ϕ	37 ϕ	32 ϕ	29 ϕ	26 ϕ
		II	90 ϕ	74 ϕ	64 ϕ	58 ϕ	52 ϕ
Периоди- ческий	42 000	I	38 ϕ	29 ϕ	24 ϕ	21 ϕ	18 ϕ
		II	76 ϕ	58 ϕ	48 ϕ	42 ϕ	36 ϕ
	50 000	I	45 ϕ	34 ϕ	28 ϕ	25 ϕ	22 ϕ
		II	90 ϕ	68 ϕ	56 ϕ	50 ϕ	44 ϕ

2) Длина анкеровки для обычных случаев.

Требуемая длина анкеровки для прямых концов стержня определяется по формуле

$$\ell_d = \ell_{do} \frac{A_{erf}}{A_{vorh}}, \quad \left. \begin{array}{l} \geq \ell_{do}/3, \\ \geq 10\phi, \end{array} \right\} \text{ а при наличии крюков или петель по формуле}$$

$$\hat{\ell}_d = \ell_{do} \frac{A_{erf}}{A_{vorh}} - \Delta \ell_d, \quad \left. \begin{array}{l} \geq 10 \text{ см}, \end{array} \right\}$$

где ℓ_{do} - основная длина анкеровки, см;

ℓ_d - требуемая длина анкеровки, см;

ϕ - диаметр стержня, см;

A_{erf} - требуемая площадь арматуры, см²;

A_{vorh} - существующая площадь арматуры, см²;

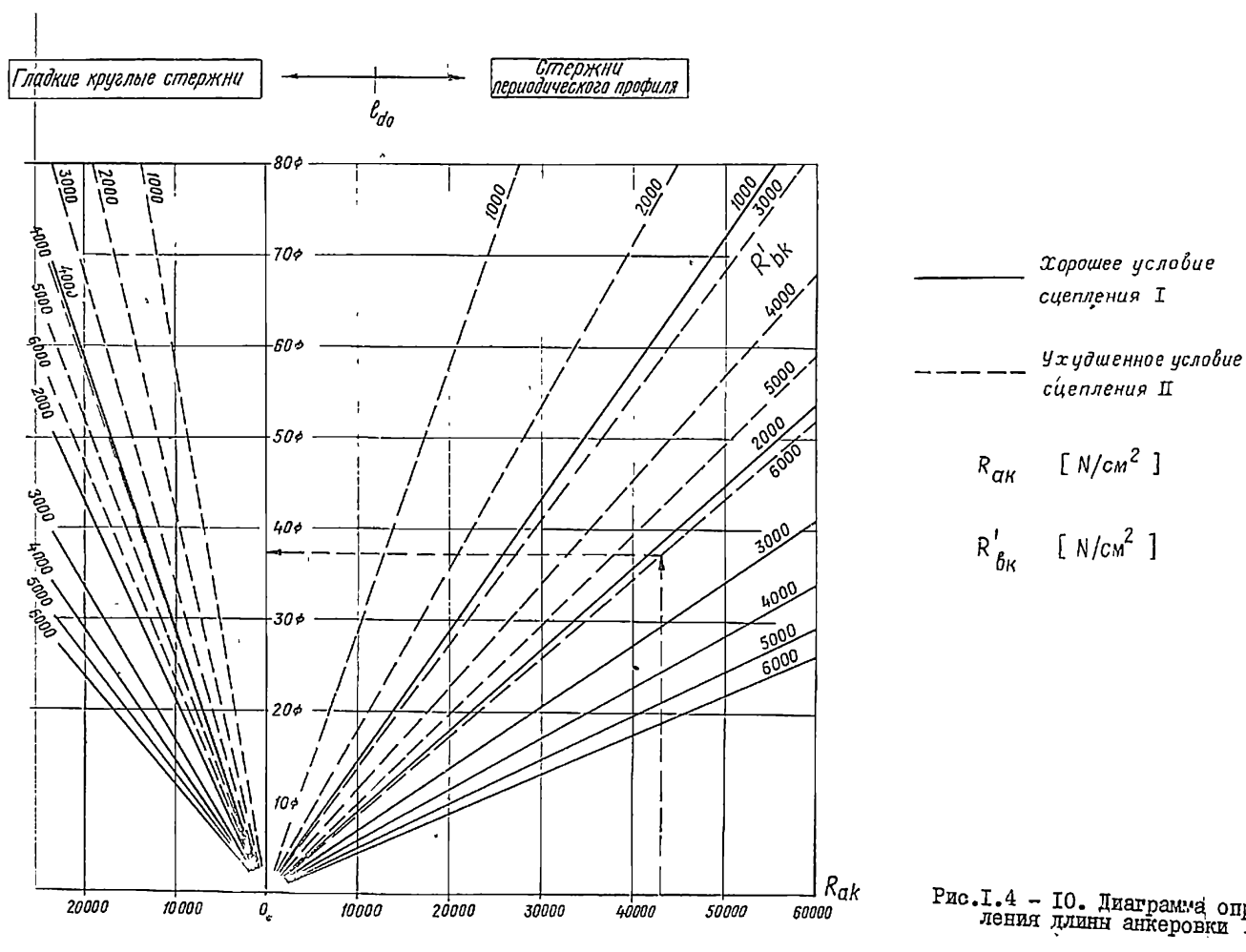
$\Delta \ell_d$ - уменьшение длины анкеровки за счет крюков и петель;

$\Delta \ell_d = 15 \phi$ при гладких стержнях (только крюки и петли);

$\Delta \ell_d = 10 \phi$ для стержней периодического профиля.

Для петель полученные таким расчетом размеры длины анкеровки обеспечивают надежную работу конструкции в условиях эксплуатации. Для удовлетворения лишь несущей способности достаточны меньшие размеры. Диаметр гибочного ролика для петли должен быть установлен в соответствии с разд. I.4.3.4.

Для групп соприкасающихся стержней (см. разд. I.2.2.3) вычисленная для одинарного стержня при двух стержнях длина анкеровки ℓ_d увеличивается на 20% при двух стержнях и на 30% - при трех.



1.4.3.6. Анкеровка сварных сеток

У сварных сеток для армирования железобетонных конструкций анкеровка обеспечивается также и приваренными поперечными стержнями (рис. 1.4 - II).

У сеток с гладкими стержнями и стержнями периодического профиля усилия анкеровки передаются на поперечные стержни; у стержней периодического профиля следует учитывать дополнительно и силы сцепления продольного стержня. Доля усилия, воспринимаемая поперечным стержнем, зависит от величины смещения продольного стержня (рис. 1.4 - II), которое в условиях эксплуатации необходимо ограничивать.

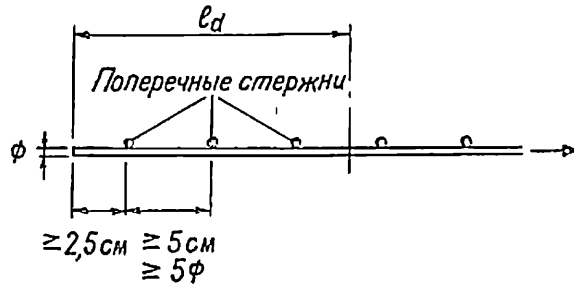


Рис. 1.4 - II. Приваренные поперечные стержни арматуры

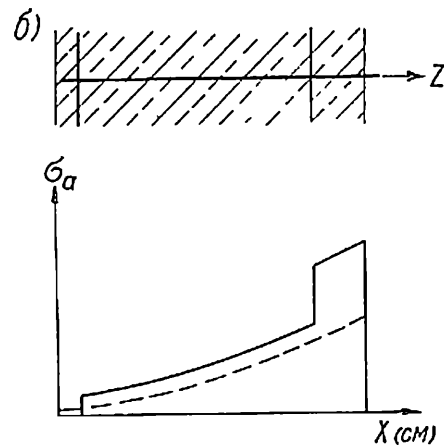
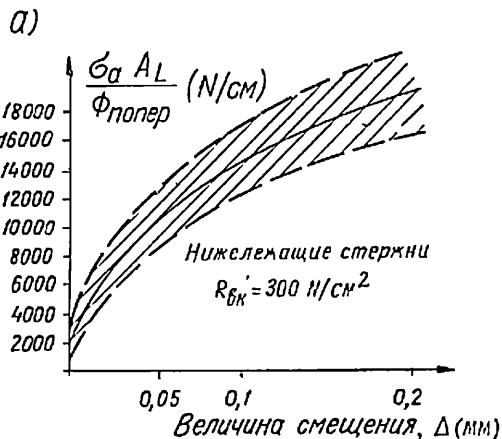


Рис. 1.4 - II. Величина смещения (Δ) стержней с приваренными поперечными стержнями (а) и принципиальное распределение напряжений в арматуре при анкеровке поперечными стержнями и силами сцепления (б) по [1.6].

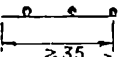
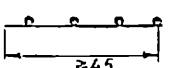
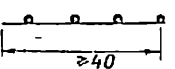
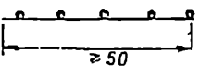
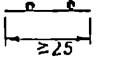
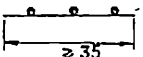
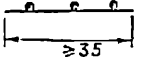
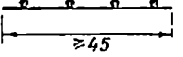
Очень часто из-за этого не используется полностью несущая способность приваренных поперечных стержней. Прочность на срез сварного соединения проверяется на самих узлах и должна составлять не менее 30% характеристической (нормативной) прочности на растяжение анкеруемого стержня.

Длина анкеровки

Длина анкеровки для стальных сеток приведена в табл. 1-5, которая содержит также и минимально допустимые размеры. В отдельных случаях для определения ℓ_d целесообразно руководствоваться требованиями раздела 1.4.3.5.-2, при этом количество поперечных стержней округляется до целых единиц.

Таблица I-5

Основная длина анкеровки ℓ_{do} у сварных сеток для бетона при
 $R_{an}=5000 \text{ Н/см}^2$

Сетки из стержней	Типы продольных стержней	Диаметр, мм	Условия сцепления	Длина анкеровки, ℓ_d	Эскизы анкеровки
Гладких или периодического профиля I/3)	одинарные или двойные	$\phi \leq 12$ или $\phi \leq 8,5$	I	3 поперечных стержня $\geq 35 \text{ см}$	
			II	4 поперечных стержня $\geq 45 \text{ см}$	
	двойные	$8,5 < \phi \leq 12$	I	4 поперечных стержня $\geq 40 \text{ см}$	
			II	5 поперечных стержней $\geq 50 \text{ см}$	
Периодического профиля 2/3)	одинарные или двойные	$\phi \leq 12$ или $\phi \leq 8,5$	I	2 поперечных стержня $\geq 25 \text{ см}$	
			II	3 поперечных стержня $\geq 35 \text{ см}$	
	двойные	$8,5 < \phi \leq 12$	I	3 поперечных стержня $\geq 35 \text{ см}$	
			II	4 поперечных стержня $\geq 45 \text{ см}$	

1) Если у сварных сеток из гладких стержней или стержней периодического профиля недостает одного поперечного стержня, то в анкеровку включается крюк.

2) у сварных сеток из стержней периодического профиля следует учитывать дополнительную длину (например, крюк), которая может обеспечить каждый недостающий поперечный стержень в зоне заделки по отношению к общему усилию.

3) В случае преобладающей переменной нагрузки все вышеуказанные размеры длины анкеровки должны быть увеличены на один привариваемый стержень и 10 см.

У сварных сеток из стержней периодического профиля заделку можно рассчитывать так же, как и для стержней периодического профиля по разделу I.4.3.5.

1.4.3.7 Учащенное расположение приваренных поперечных стержней

В случаях, когда приваренные поперечные стержни расположены друг от друга на расстояниях, меньших установленных выше на $5 \phi_L$, их следует учитывать при определении длины анкеровки, если их работа подтверждается расчетом.

1.4.3.8 Особые приспособления для анкеровки - анкеры

Если существующая длина анкеровки недостаточна как для анкеровки силами сцепления, так и при наличии крюков или петель, то на конце стержня можно установить анкер, несущая способность которого должна быть определена расчетом или опытным путем. При преобладающих переменных нагрузках опыты необходимы. Усилие, воспринимаемое анкерами и установленное на основании экспериментов, при расчетах не должно превышать следующих значений:

- 50% прочности на растяжение (в основном при постоянном нагружении);
- 70% изменяющегося усилия (при преобладающих переменных нагрузках).

Площадь анкеров следует определять, учитывая при расчете величину допустимого смятия бетона. При косвенном армировании бетона (навивка арматуры) площадь анкеров может быть меньшей. Для стержней переменного поперечного сечения должны быть приняты особые меры по анкеровке.

Для коротких опор рекомендуют уголкового стальной профиль (рис. I.4 - I3). Уголок или простая анкерная пластина (рис. I.4 - I4) должны быть надежно соединены со стержнем. Это достигается, в частности, приваркой конца стержня, protruding in a slanted hole. При сварке соединений следует учитывать соответствующие инструкции.

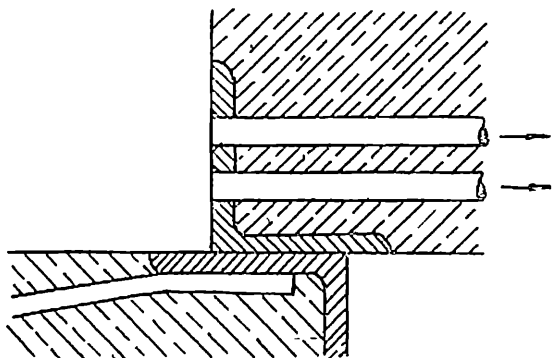


Рис. I.4 - I3. Сокращение длины опоры достигается приваркой уголков

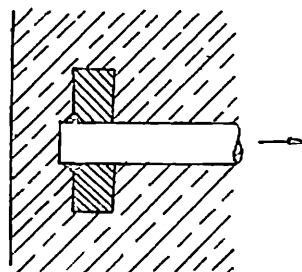


Рис. I.4 - I4. Анкерная пластина

Анкерные пластины можно закреплять на резьбе гайкой (следует учесть - вать ослабленное поперечное сечение стержня резьбой).

Крупные гайки могут быть непосредственно накручены на резьбу (рис. I.4 - I5). Анкеры можно осуществлять посадкой в горячем состоянии головок с шайбами или без них, кроме того, заделанные впотай анкеры можно приваривать встык или опрессовывать механическим путем (рис. I.4 - I6). Гильзу можно напрессовать гидравлическим путем.

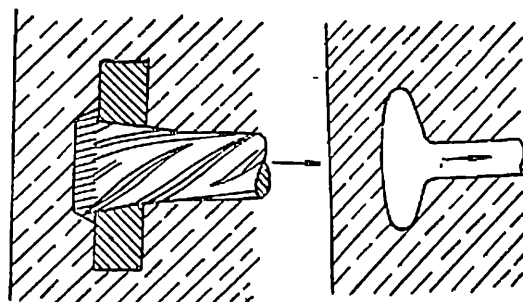
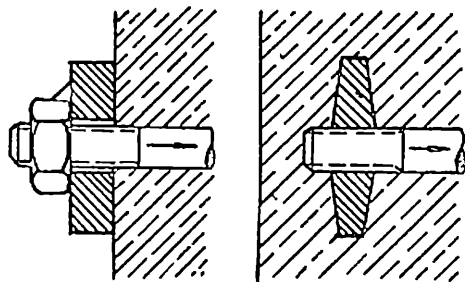


Рис. I.4 - I5. Анкерная пластина на резьбе; несущая способность определяется по поперечному сечению сердечника резьбы

Рис. I.4 - I6. Анкерная головка, высаженная или запрессованная на анкерную пластину

I.4.4 Анкерование стержней, работающих на сжатие

При анкеровке стержней, работающих на сжатие силами сцепления, значительная часть усилия сжатия передается торцом стержня (рис. I.4 - I7, а). Существует опасность откола бетона при стержнях $\phi \geq 16$ мм давлением торца. Поэтому необходимо предусматривать поперечную арматуру, охватывающую стержни (рис. I.4 - I7, б). Такую арматуру следует рассчитывать равной одной пятой усилия анкерования.

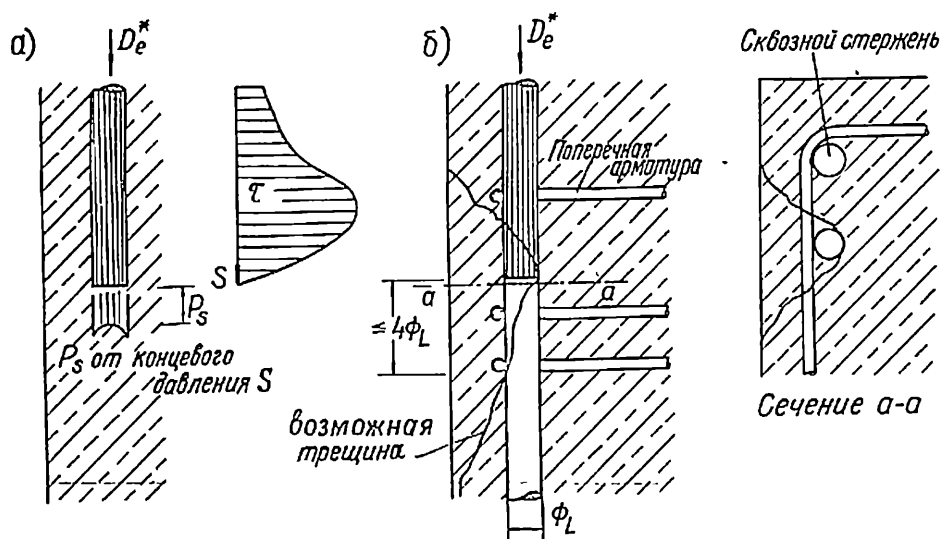


Рис. I.4 - I7. Давление S , передаваемое торцом у сжатых стержней. Опасность раскалывания из-за давления торца благодаря поперечной арматуре, охватывающей стержни, может быть снижена

Стержни, работающие на сжатие, могут быть заанкерены с помощью крюков или отгибов (рис. I.4 - 4).

Для стержней, работающих при высоких сжимающих напряжениях, крюки или отгибы не рекомендуется располагать вблизи внешней поверхности конструкции, так как в силу внецентренного опирания на крюк появляется возможность изгиба (рис. I.4 - 18). Прямые концы стержней и часто расположенные хомуты в данном случае являются более целесообразными.

Длина анкеровки

У сжатых стержней длина анкеровки ℓ_d' должна приниматься равной:

а) для стержней с прямыми концами, а также с крюками и лапками

$$\ell_d' = \ell_{d0} \frac{A_{erf}}{A_{vorh}} \left\{ \begin{array}{l} \geq 0,6 \ell_{d0}' \\ \geq 10 \phi \\ \geq 15 \text{ см} \end{array} \right.$$

(ℓ_{d0} - см. раздел I.4.3.5, но без вычета размера крюка);

б) для сварных арматурных сеток

$$\ell_d' = 1,0 \ell_d \quad (\ell_d \text{ см. раздел I.4.3.6}).$$

При отсутствии растягивающих усилий отпадает необходимость устройства крюков у гладких стержней.

Поперечную арматуру (на $1/5$ анкеровочного усилия) укладывают с внешней стороны.

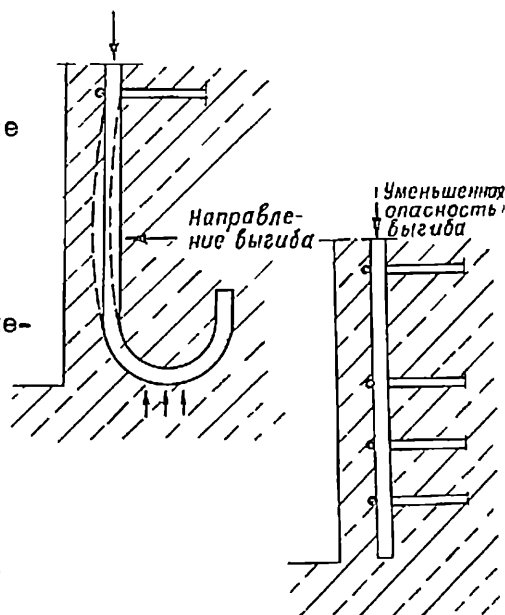


Рис. I.4 - 18. Крюки, особенно в колоннах, являются нежелательными для анкеровки стержней, работающих на сжатие

I.5. СТЫКОВЫЕ СОЕДИНЕНИЯ АРМАТУРНЫХ СТЕРЖНЕЙ

Стыки, как правило, не следует располагать в местах наивысших напряжений и по возможности следует располагать их вразбежку относительно друг друга. Стыковые соединения арматурных стержней (например, сварка встык) могут быть расположены в любом месте в бетоне, так как сам бетон не участвует в передаче усилий.

При стыковых соединениях (внахлестку) без сварки бетон должен участвовать в работе, причем усилия сцепления или скалывающие усилия передаются под углом от одного стержня к другому (рис. I.5 - I). При этом возникают поперечные растягивающие усилия, для восприятия которых требуется поперечное армирование или поперечное обжатие и достаточная толщина защитного слоя бетона.

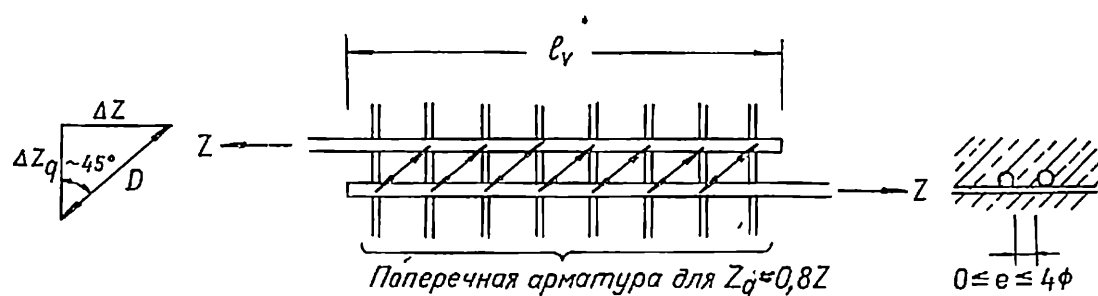


Рис.1.5 - 1. Передача усилий в стыковых соединениях внахлестку

1.5.1 Основные положения

1.5.1.1 Стыковые соединения (внахлестку) без сварки

При стыках внахлестку по сравнению с анкеровкой силами сцепления (см. раздел 1.4.1) необходимо также учитывать следующее.

Передача усилий

В связи с тем, что передача усилия от одного стержня к другому происходит по периметру, неравномерно и дополнительно накладываются раскалывающие усилия, вызывающие продольные трещины, на каждую единицу длины могут быть переданы меньшие усилия сцепления, чем при анкеровке арматуры. Поэтому длина нахлестки должна быть больше, чем длина анкеровки согласно разделу 1.4.3.5.

Расстояние между смежными стыкуемыми стержнями

Для обеспечения эффективного взаимодействия расстояние в свету между стержнями в пределах длины нахлестки не должно превышать определенной предельной величины - 4ϕ . Стыкуемые стержни должны лежать близко один от другого; допускается соприкосновение стержней.

Расстояние между двумя смежными стыками

При одинаковой длине нахлестки с уменьшением расстояния между смежными стыками в бетоне в значительной степени возрастают поперечные по отношению к стыку растягивающие напряжения. Чтобы эти растягивающие напряжения не возрастали существенно, необходимо увеличить длину нахлестки, а для стержней крупного диаметра - также сместить концы стержней относительно друг друга.

Однако из практических соображений доля стыкуемых стержней в одном поперечном сечении изделия регламентируется.

Продольное смещение стыков

Напряжения в бетоне, возникающие при наложении поперечных растягивающих усилий у смежных стержней, могут быть уменьшены путем выгодного смещения концов стыков по отношению друг к другу.

Поперечная арматура

В соответствии со спецификой работы стыка внахлестку следует предусматривать поперечную арматуру для восприятия поперечных растягивающих усилий. Такая арматура располагается во внешней трети длины стыка внахлестку. Для стержней крупного диаметра и при динамических нагрузках ее наличие обязательно.

1.5.1.2 Непосредственные стыковые соединения

При сварных стыках определяющими являются степень свариваемости стали, способ сварки и качество исполнения сварного соединения. При стыках на резьбе пригодность соединения определяют проскальзывание резьбы и несущая способность муфты.

1.5.2 Типы стыков

Стыки внахлестку без сварки

- с прямыми концами стержней (для стержней периодического профиля);
- с крюками на концах (гладкие стержни) или лапками (стержни периодического профиля);
- с петлями.

Непосредственные стыковые соединения

сварные стыки

- контактной сваркой оплавлением ¹⁾ или сопротивлением, дуговой сваркой торцов $X^{1)}$ или $K^{2)}$ - образными швами;
- дуговой сваркой внахлестку ^{1) 2)};
- дуговой сваркой ^{1) 2)} с накладками;

термитно-муфтовые стыки (стержни периодического профиля);

резьбовые стыки ¹⁾;

стыки опрессованными муфтами (стержни периодического профиля);

непосредственное опирание торцов скатых стержней ^{1) 2)}.

1.5.3 Стыки внахлестку без сварки, работающие на растяжение

1.5.3.1 Стыки внахлестку с прямыми концами у стержней, с крюками или с петлями на концах

Стыки внахлестку с крюками (рис.1.5 - 2,б) можно применять для всех видов стержней: при гладких стержнях их применение обязательно. Прямые концы стержней (рис.1.5 - 2,а) или лапки (рис.1.5 - 2,в) допустимы только у стерж-

¹⁾ Производить до укладки стержней.

²⁾ Применяется в основном после укладки арматуры или при присоединении других строительных элементов, например, колонн.

ней периодического профиля. Смещением стыков на $1,2 - 1,5 \ell_v$ (ℓ_v — длина нахлестки, см. ниже) следует избегать нагромождения крюков. Стык внахлестку стержней периодического профиля с крюками следует применять только в исключительных случаях.

При динамической нагрузке применять крюки или петли не разрешается.

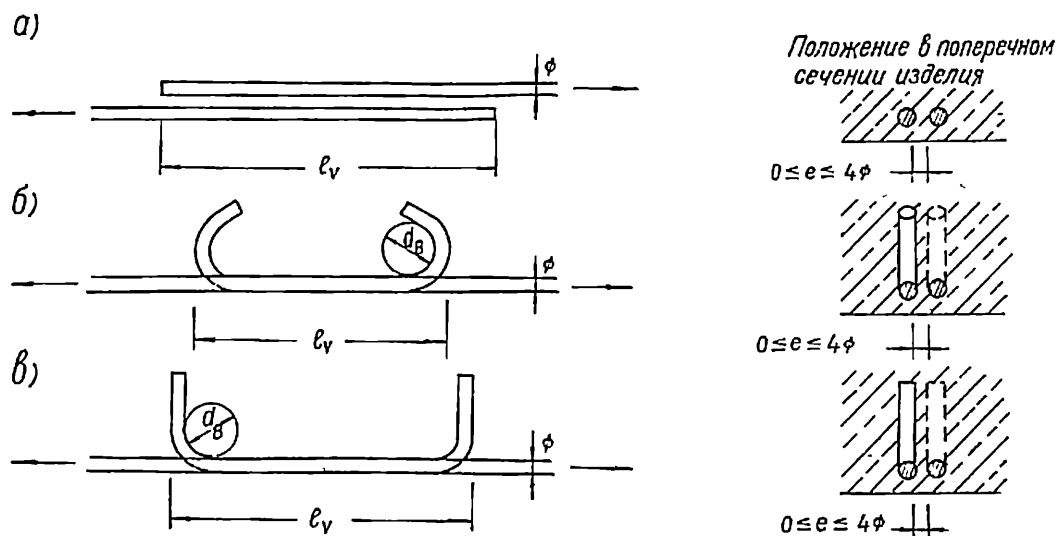


Рис. I.5 - 2. Стыки внахлестку с прямыми концами стержней (а), с крюками (б) и с лапками (в)

1) Расположение стыков в элементах изделия

В поперечном направлении стыкуемые стержни, как правило, укладываются параллельно к поверхности бетона, по возможности вплотную, максимально допустимое расстояние 4ϕ (см. рис. I.5 - 2). Расстояние в свету между двумя стыками должно быть равно 2ϕ и более 2 см (рис. I.5 - 3):

В поперечном сечении изделия арматурные стыки следует располагать по возможности симметрично.

На основании опытов рекомендуется продольное смещение стыков одиночных стержней на величину $0,5 \ell_v$, что лучше, чем смещение на величину $1,2 - 1,5 \ell_v$ (рис. I.5 - 4). Стыки, как показано на рис. I.5 - 3, считаются продольно смещенными. Если стыки (рис. I.5 - 5) дважды смещены на величину $0,5 \ell_v$, то лишь 50% стержней считается смещенными.

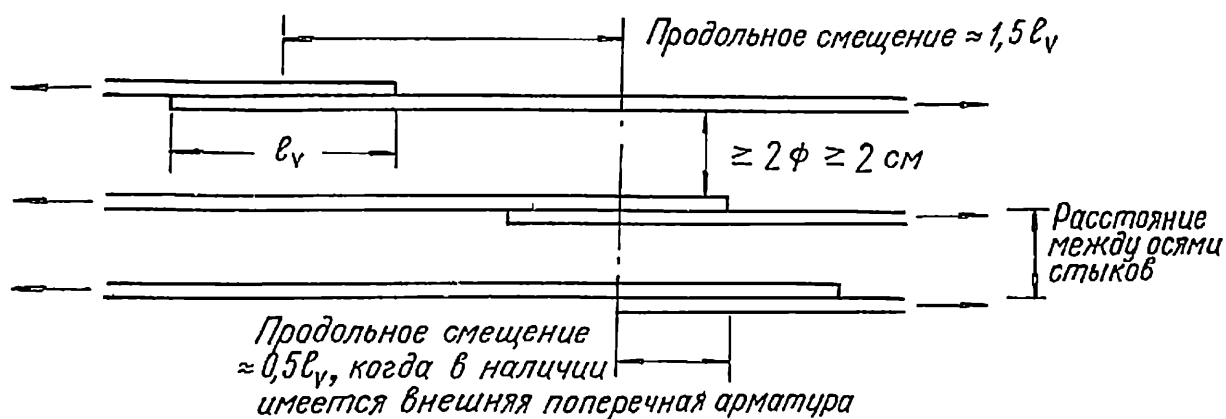


Рис. I.5 - 3. Более выгодное продольное смещение стыков внахлестку (при крюках лучше только $\ell \approx 1,5 \ell_u$)

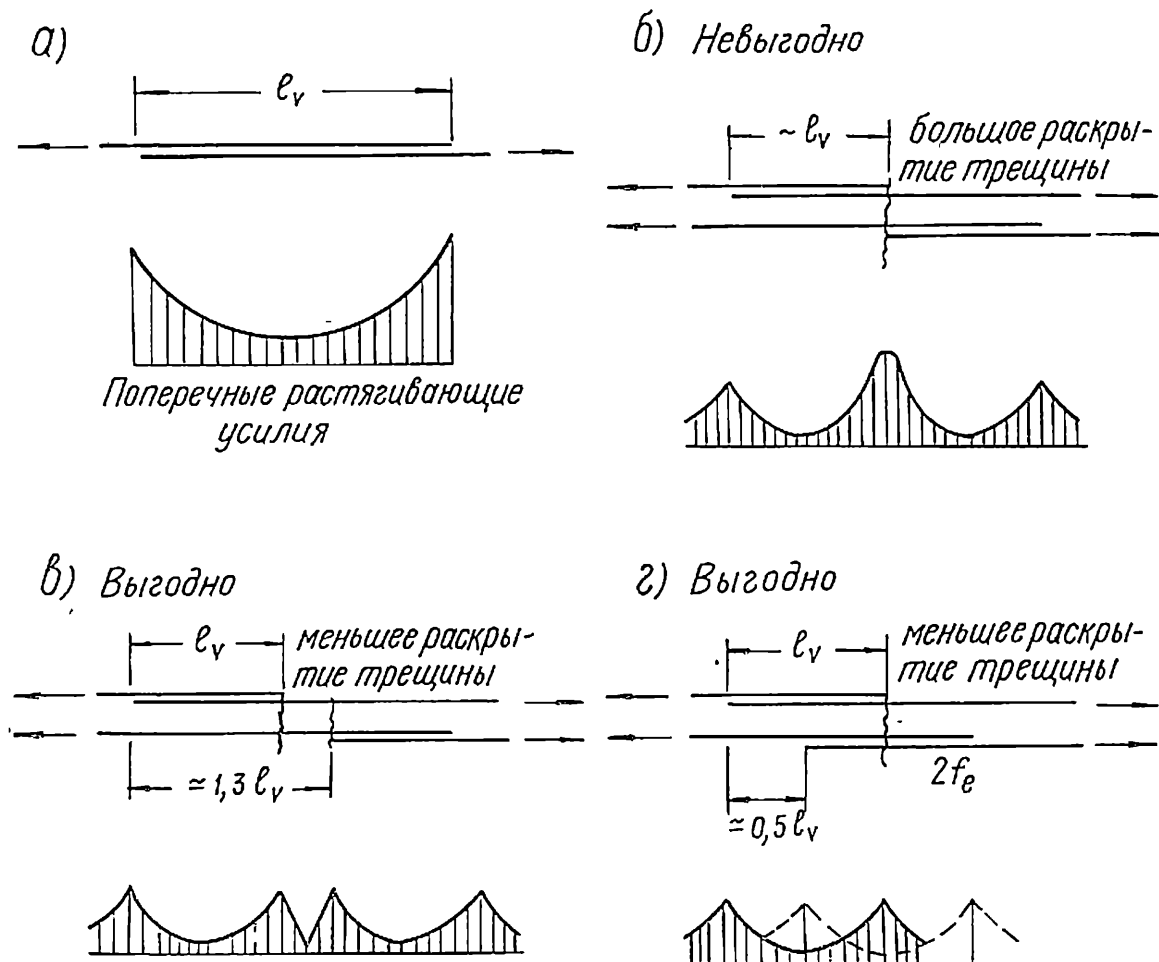


Рис. I.5 - 4. Распределение поперечных растягивающих напряжений при стыке внахлестку (а) и их наложение при смежных стыках (б)-(г) по [I.7]

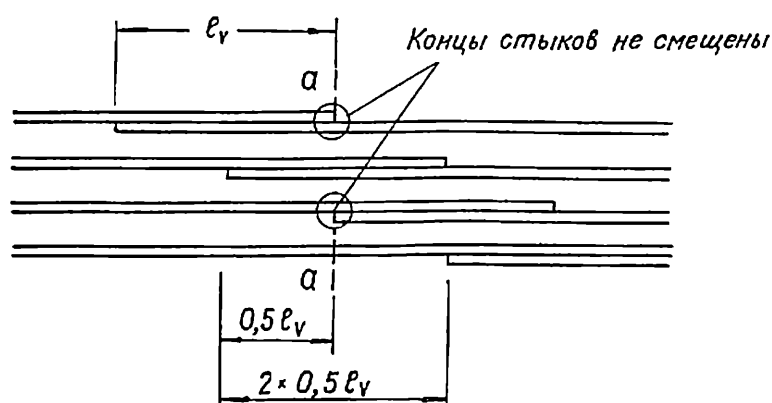


Рис. I.5 - 5. При двукратном продольном смещении на величину, равную $0,5 \cdot l_v$, только 50% стержней в сечении а-а считается смещенными

2) Поперечная арматура

При стыках внахлестку дополнительная поперечная арматура требуется в следующих случаях:

- $\phi \geq 16$ мм;
- более чем 50% стержней в одном сечении стыкуются;
- при воздействии динамической нагрузки;
- длина нахлестки l_v меньше, чем основная длина заделки l_{do} .

Поперечную арматуру можно рассчитывать по аналогии с решетчатой фермой (с наклоном 45° для косых скатных связей) как показано на рис. I.5 - I. Она должна рассчитываться по усилию, передаваемому через стержень наибольшего диаметра в стыке. С учетом результатов исследований возможно снижение усилия на 20%.

Поперечную арматуру наиболее рационально располагать во внешних третях длины нахлестки, устанавливая не менее трех поперечных стержней (рис. I.5 - 6). При стержнях с $\phi \geq 16$ мм поперечная арматура должна находиться с внешней стороны.

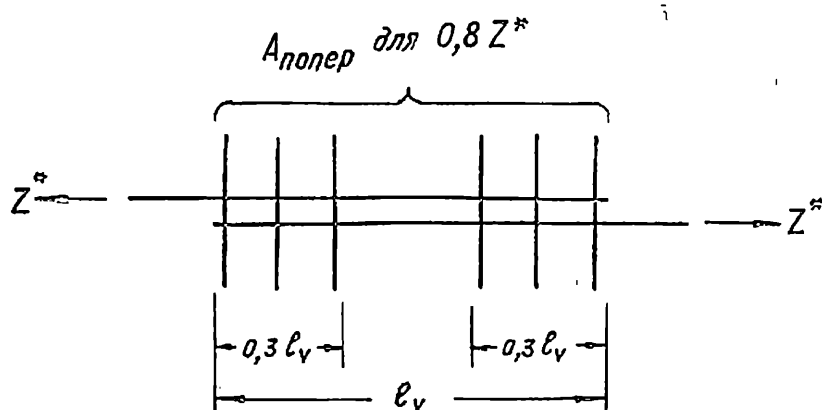


Рис. I.5 - 6. Расположение поперечной арматуры в стыках внахлестку

В качестве поперечной арматуры можно использовать горизонтальные участки хомутов, вертикальные отрезки которых служат для обеспечения прочности на сдвиг (рис. I.5 - 7а).

Поперечная арматура специальной формы (например, узкие хомуты или скрутки, обхватывающие состыкованные стержни) является наиболее выгодной (рис. I.5 - 7, б), и применение ее рекомендуется для стержней крупных диаметров ($\phi \geq 28$ мм).

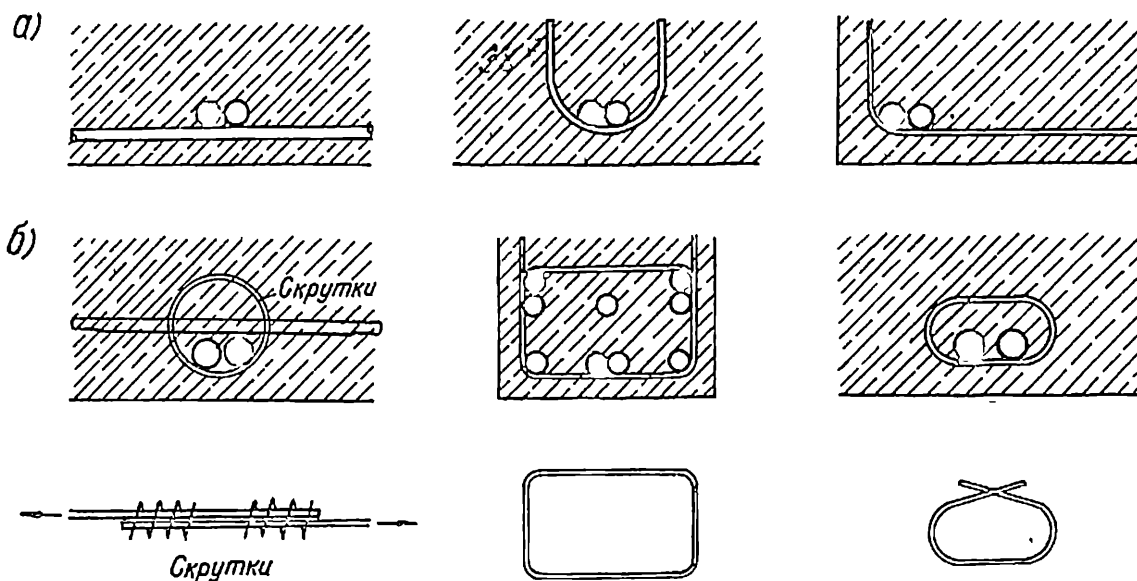


Рис. I.5 - 7. Возможные конфигурации поперечной арматуры в стыках

При петлевых стыках (рис. I.5 - 8А) поперечную арматуру (например, хомуты) располагают внутри петли (рис. I.5 - 8Б).

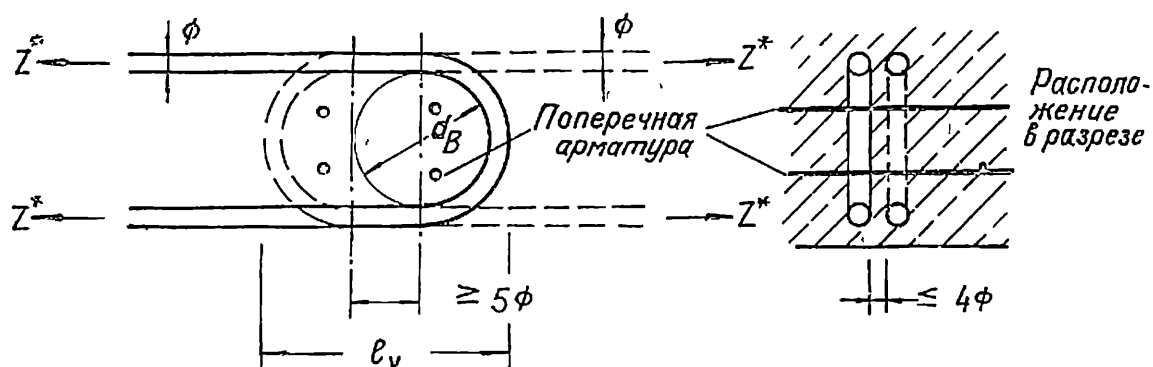


Рис. I.5 - 8А. Стык внахлестку с петлями

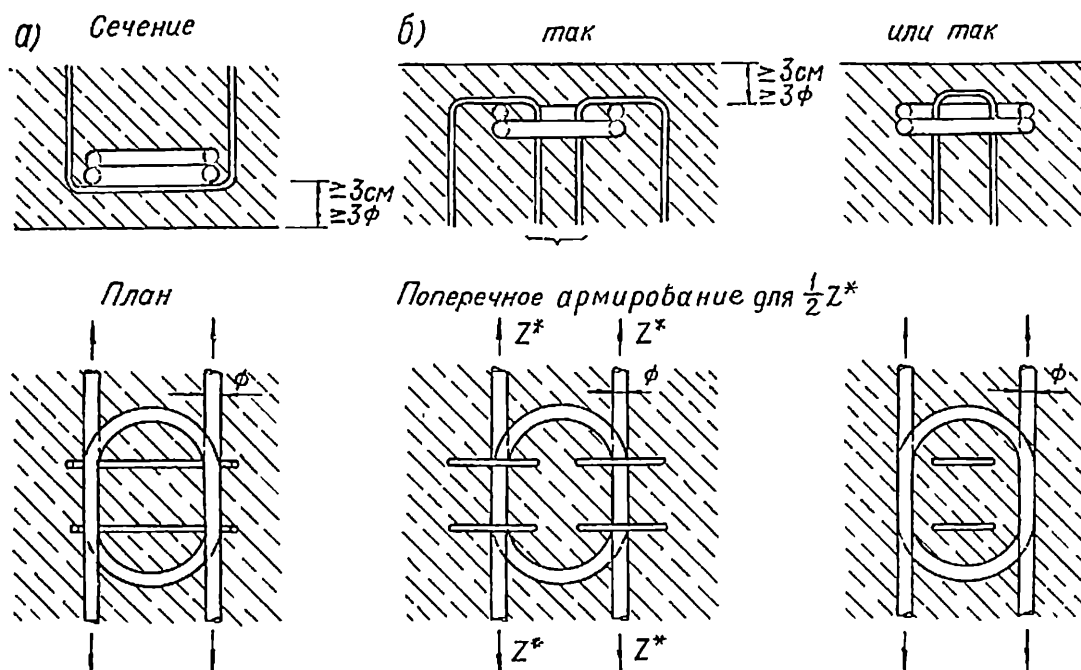


Рис. I.5 - 8Б. Страховка стыков внахлестку с петлями с помощью усиленного защитного слоя бетона и поперечной арматуры, например, со шпильками
(а) - малое растягивающее усилие, (б) - большое растягивающее усилие

3) Расчет длины нахлестки ℓ_v

Длина нахлестки для стыков, работающих на растяжение с прямыми концами, крюками, лапками, отгибами под углом или петлями, равна:

$$\ell_v = k \cdot \ell_{d0} \frac{A_{er\phi}}{A_{vorh}} - \Delta \ell_d \left. \begin{array}{l} \geq 0,5 \ell_{d0} \\ \geq 15 \phi \\ \geq 20 \text{ см} \end{array} \right\} ,$$

где

ℓ_v - требуемая длина нахлестки, см;

ℓ_{d0} - основная длина заделки, см;

k - коэффициент, учитывающий долю состыкованных в одном сечении стержней (табл. I-6);

$A_{er\phi}$ - требуемая площадь арматуры, см²;

A_{vorh} - существующая площадь арматуры, см²;

$\Delta \ell_d$ - уменьшение длины нахлестки при крюках, лапках и петлях, согласно разделу I.4.3.5.

При петлях следует проверить диаметр гибочного ролика согласно указанию раздела I.4.3.4. Длина нахлестки согласно приведенной выше формуле обеспечивает при петлях надежную работу конструкций в эксплуатационных условиях. По несущей способности достаточна меньшая длина нахлестки [I.8].

Таблица I-6

Коэффициент для стыков внахлестку

Расстояние между осями смежных стыков	Доля состыкованных стержней без продольного смещения по отношению ко всей сечению арматуры				
	20%	25%	33%	50%	≥ 50%
≤ 10 ϕ	1,3	1,6	1,9	2,0	2,0
> 10 ϕ	1,0	1,2	1,3	1,4	1,5

При установке поперечной арматуры, соответствующей сечению всех стыкуемых стержней, длину нахлестки (табл. I-7) при полном использовании состыкованных стержней можно уменьшить до $\ell_v = 1,0 \ell_{d0}$.

Таблица I-7

Допускаемая доля состыкованных стержней при стыках внахлестку, %

Диаметр стержня, мм	Вид стержня	Нагрузка	
		статическая	динамическая
< 16	периодический	100	100
	гладкий	50	-
≥ 16	периодический	50	50
	гладкий	25	-

Все распределительные стержни можно стыковать в одном месте, при чем ℓ_v рассчитывается с $K = 1,3$.

4) Для некоторых часто встречающихся марок стали и бетонов в табл. I-8 приведены цифровые данные.

I.5.3.2 Стыки внахлестку сварных стальных сеток для армирования железобетона

1) Расположение стыков в изделии

При стыках арматурных сварных сеток необходимо соблюдать следующие условия.

Таблица I-8

Длина нахлестки ($\ell_v = K \cdot \ell_{d0}$)

Вид стержня	$R_{ак}$ [N/cm ²]	Условия сцеп- ления	Доля отн- кованных стержней, %	Расстояние стыков в поперечном направлении $R_{вк}$ [N/cm ²]							
				$\leq 10 \phi$				$> 10 \phi$			
				2000	3000	4000	5000	2000	3000	4000	5000
Гладкий	22 000	I	100	90 ϕ	74 ϕ	64 ϕ	57 ϕ	75	71	53	47
			50				63 ϕ	52 ϕ	45 ϕ	40 ϕ	
			25	72	59	51	46	49	40	35	31
		II	100	180 ϕ	148 ϕ	128 ϕ	114 ϕ	149	122	106	95
			50				126 ϕ	104 ϕ	90 ϕ	80 ϕ	
			25	145	118	102	92	99	80	69	63
Периодиче- ского профиля	42 000	I	100	75 ϕ	58 ϕ	48 ϕ	42 ϕ	63	47	39	34
			50				53 ϕ	41 ϕ	34 ϕ	29 ϕ	
			25	60	46	38	33	41	31	26	23
		II	100	150 ϕ	116 ϕ	96 ϕ	84 ϕ	125	95	79	68
			50				105 ϕ	81 ϕ	67 ϕ	59 ϕ	
			25	120	92	76	66	82	63	52	45
	50 000	I	100	90 ϕ	68 ϕ	56 ϕ	50 ϕ	74	56	47 ϕ	41
			50				63 ϕ	48 ϕ	39 ϕ	35 ϕ	
			25	72	55	45	40	47	37	31	27
		II	100	180 ϕ	136 ϕ	112 ϕ	100 ϕ	148	113	93	83
			50				126 ϕ	95 ϕ	78 ϕ	70 ϕ	
			25	143	109	91	80	93	74	62	55

Однорядная арматура

У сеток с одиночными стержнями $\phi \leq 16$ мм или со сдвоенными стержнями $\phi \leq 7,5$ мм можно стыковать все стержни в одном сечении. При стержнях более крупных диаметров возникает опасность преждевременного отрыва арматуры, расположенной ближе к поверхности, даже при увеличении длины нахлестки.

Многорядная арматура

У сеток с одиночными стержнями $\phi > 10$ мм или со сдвоенными стержнями $\phi > 7,5$ мм можно стыковать только 60% стержней в одном сечении, причем состыкованные стержни должны располагаться во внутренних рядах.

Стыки отдельных рядов должны быть расположены в продольном направлении со смещением, равным 1,5-кратной длине нахлестки.

Стыки сеток следует смещать по отношению друг к другу.

Смещение поперечных стержней на половину величины ячейки (рис. I.5 - 9,б) является выгодным, так как благодаря этому стержень, лежащий в передней зоне нахлестки, также сможет участвовать в работе по передаче нагрузки. При больших расстояниях между стержнями можно предусматривать косые связи от одного поперечного стержня к другому.

При динамических нагрузках применение стыков внахлестку для стальных сварных сеток допускается при наличии экспериментальных данных.

По возможности стыки не следует располагать в местах, подверженных максимальным напряжениям.

2) Поперечная арматура

Дополнительная поперечная арматура не обязательна для стержней, диаметр которых соответствует требованиям табл. I-9.

3) Длина нахлестки у сеток

Длина нахлестки может быть определена в зависимости от числа приваренных поперечных стержней в соответствии с данными табл. I-9 (сравнить рис. I.5-9,а и I.5-9,б). При этом необходимо выдерживать минимальные размеры, приведенные в скобках, для длины нахлестки. Несущая способность сварного соединения должна равняться как минимум 30% характеристической (нормативной) прочности стыкуемых стержней. С учетом результатов новых исследований стыки с длинами нахлесток согласно табл. I-9 могут быть использованы только до $2/3$ напряжения предельного состояния. При более высоких напряжениях длина нахлестки должна быть пропорционально увеличена.

Длина нахлестки для стержней периодического профиля может быть определена на основании указаний, содержащихся в разделе I.5.3.1. Поперечные стержни должны быть расположены таким образом, чтобы стыкуемые стержни лежали рядом в одном ряду (см.рис. I.5-9) для исключения самого невыгодного экцентриситета стержней.

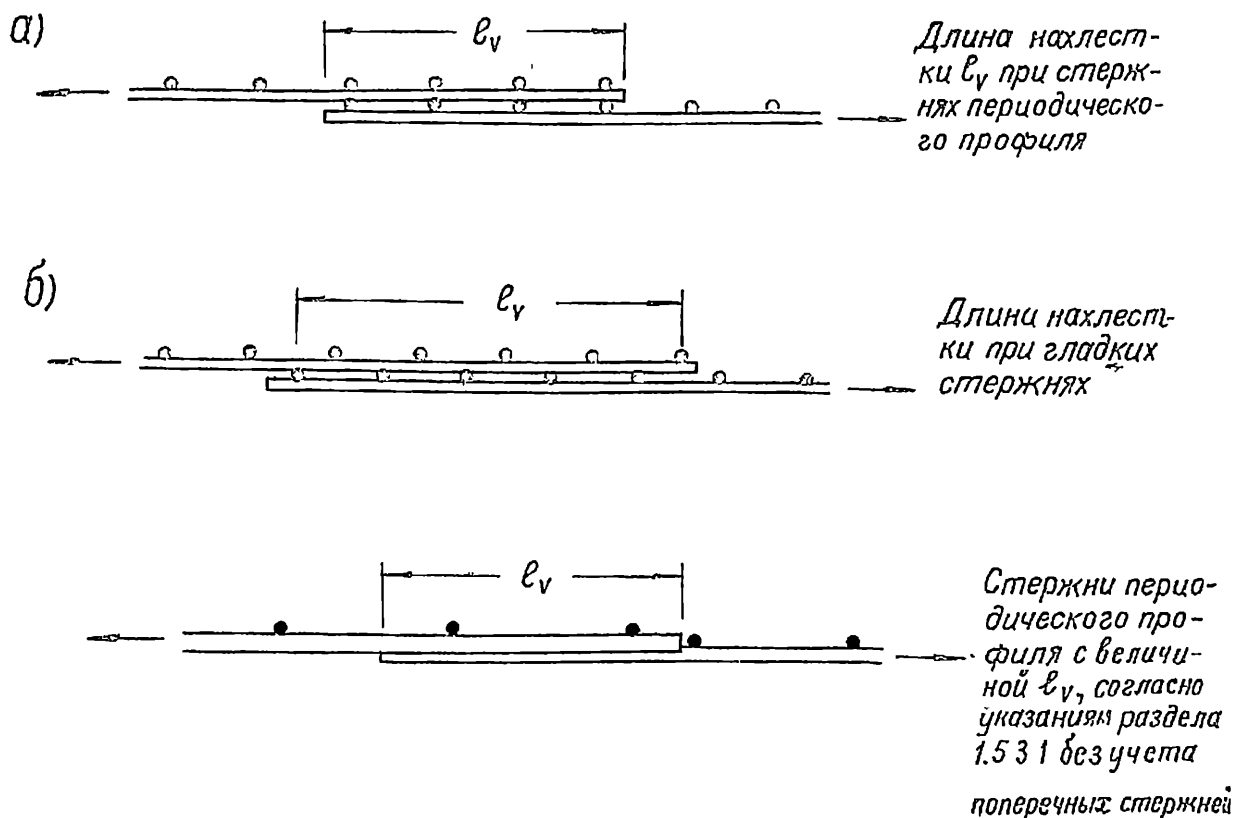


Рис.1.5 - 9. Стыки внахлестку сварных стальных сеток

1.5.4 Стыки путем сцепления с бетоном, работающие на сжатие

В центрально сжатых элементах можно стыковать все стержни в одном сечении путем нахлестки. В тонких строительных элементах стыки распределяются симметрично в сечении элемента. Стержни с $\phi \geq 25$ мм следует стыковать не внахлестку, а встык (см.разделы 1.5.5 и 1.5.6).

Длина нахлестки l_v может быть уменьшена только у стержней, находящихся под сжатием из-за концевой нагрузки (раздел 1.4.4), до $1,0 l_{do}$ (l_{do} см.разделы 1.4.3.5 и 1.4.3.6). Вычеты на крюки при этом недопустимы. У гладких стержней требуются крюки. Однако при стержнях крупного диаметра рекомендуется избегать устройства крюков (раздел 1.4.4) и принимать прямое соединение встык.

При стыках внахлестку для стержней, работающих на растяжение, поперечная арматура устанавливается по расчету. Наличие расклинивающих воздействий у концов стержней вызывает необходимость установки у концов стержней дополнительной арматуры (рис.1.5-10) в зоне, равной примерно 4ϕ [1.9].

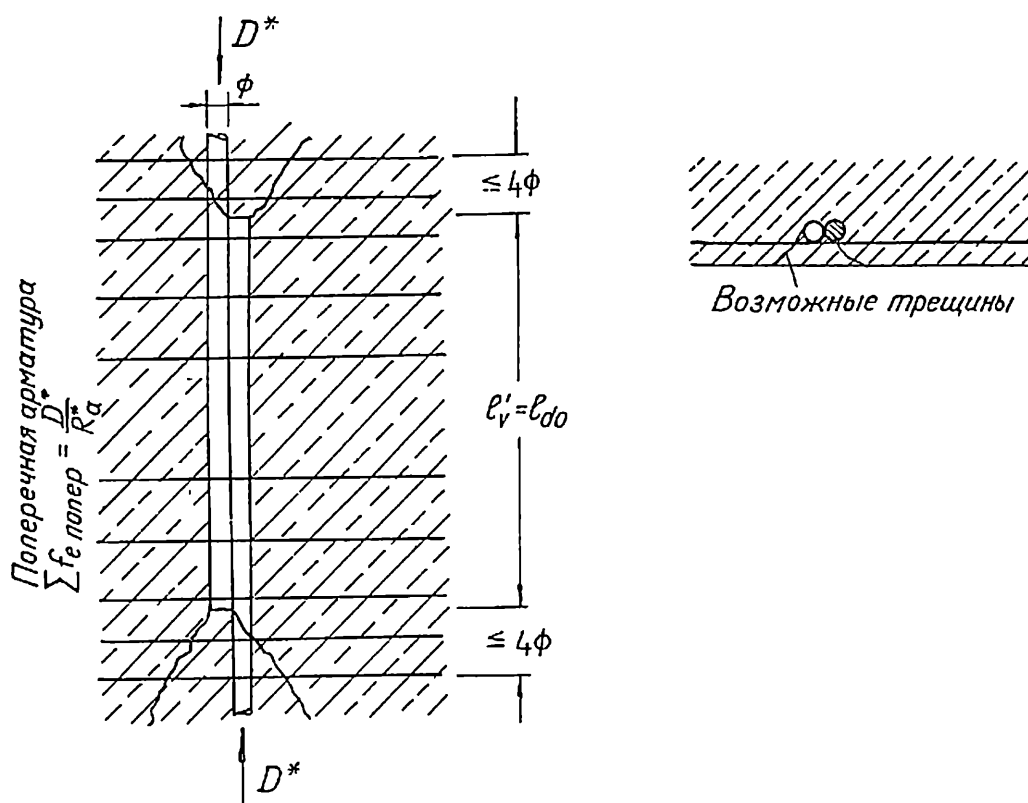


Рис. I.5 - I0. Стык внахлестку для сжатых стержней (поперечная арматура также необходима и за концами стержней)

I.5.5 Контактные стыки для стержней, работающих на сжатие

В элементах, которые преимущественно подвержены воздействию сжатия и не подвергаются изгибу, вертикальные стержни ($\phi \geq 20$ мм) могут быть состыкованы контактно. Однако для колонн каркасов зданий с горизонтальными жесткими дисками и при незначительном эксцентриситете расчетной силы ($M^* / N_{\nu}^* \leq 0,25$) разрешается стыковать только половину стержней у каждой грани с тем, чтобы часть арматуры была сквозной.

Торцы стыкуемых стержней должны быть отпилены под прямым углом или обрезаны (допуск на 2° не вреден). Осевая центровка положения стержней должна быть обеспечена, например, с помощью:

- жестяного кожуха (допустимо только в том случае, если обеспечен защитный слой бетона под кожухом);
- более тонких стержней периодического профиля, спрессованных постановочными кольцами; более тонкие стержни периодического профиля могут в соответствии с расчетом одновременно передавать также и растягивающие усилия;
- муфт простого изготовления (см. раздел I.5.6.2).

Примеры по страховке контактных стыков приведены в ч.П.

Таблица I-9

Стыки внахлестку для сварных сеток.
 Длина нахлестки принята с учетом поперечных стержней¹⁾ для
 $R_{ak} = 50\ 000\ \text{N/cm}^2$ и $A_{vorh} \geq 1,5 A_{eff}$

Вид стержней	Сетка из стержней	Тип продольных стержней	Величина диаметра, мм	Условия сцепления	Длина нахлестки	Эскизы стыков
Рабочие	Гладких или периодического профиля	одинарные	$\phi \leq 12$	I	4 поперечных стержня ≥ 40 см	
		двойные	$\phi \leq 8,5$	II	5 поперечных стержней ≥ 50 см	
		двойные	$12 \leq \phi < 8,5$	I	5 поперечных стержней ≥ 50 см	
				II	6 поперечных стержней ≥ 60 см	
	Периодического профиля	одинарные	$\phi \leq 12$	I	3 поперечных стержня ≥ 30 см	
		двойные	$\phi \leq 8,5$	II	4 поперечных стержня ≥ 40 см	
		двойные	$12 \leq \phi < 8,5$	I	4 поперечных стержня ≥ 40 см	
				II	5 поперечных стержней ≥ 50 см	
Поперечные	Гладких или периодического профиля	все диаметры	все диаметры	I и II	3 поперечных стержня ≥ 25 см	
	Периодического профиля	все стержни	все стержни	I и II	3 поперечных стержня ≥ 20 см	

¹⁾ Прочность на срез сварного соединения должна равняться минимум 30% характеристической прочности на растяжение стыкуемых стержней.

1.5.6 Сварные стыки и стыки с муфтами для стержней, работающих как на растяжение, так и на сжатие

При надлежащем выполнении сварные стыки и стыки с муфтами могут передавать полностью как усилие на сжатие, так и на растяжение.

1.5.6.1 Сварные стыки

Выполнение сварных стыков, как правило, разрешается:

- при применении контактной сварки оплавлением концов стержней (рис.1.5 - II) или дуговой сварки при соединении встык крестообразным швом (рис.1.5 - I2) или же дуговой сварки при стыках внахлестку или с накладками продольными швами (рис.1.5 - I3 и 1.5 - I4), когда применяемая сталь является пригодной для того или иного способа сварки;

- при расположении всех стыков в одном сечении, когда нагрузка является преимущественно статической;

- при использовании сварных стыков на 80% прочности состыкованных стержней при растяжении и на 100% - при сжатии.



Рис.1.5 - II. Соединение встык контактной сваркой оплавлением торцов

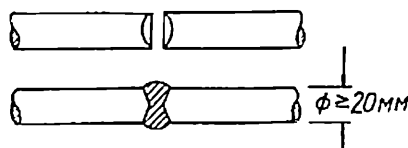


Рис.1.5 - I2. Соединение встык крестообразным швом

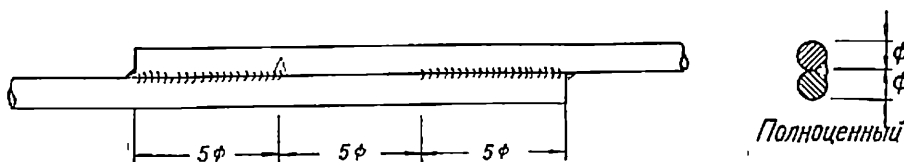


Рис.1.5 - I3. Сварной стык внахлестку

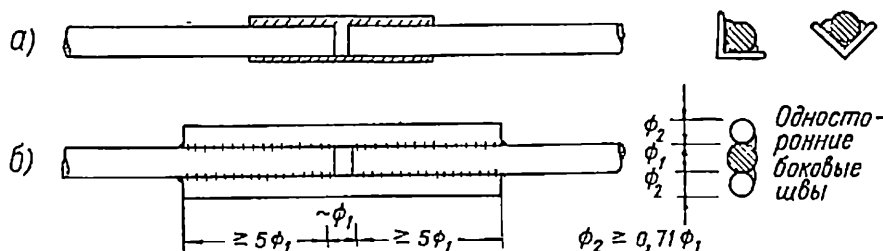


Рис.1.5 - I4. Сварные стыки с накладками

Допускается:

- при стержнях периодического профиля и высокопрочных сталях, если возможность применения подтверждается экспериментальными данными;
- при динамической нагрузке, если возможность применения подтверждается экспериментальными данными;
- 100%-ная степень использования при растяжении, если удовлетворены следующие условия:

- а) заводское изготовление или особо тщательное исполнение;
- б) не более 20% стержней стыкуется в одном поперечном сечении изделия;
- в) статическая нагрузка.

Не допускается — в изогнутых участках стержня.

При сварных стыках внахлестку сдвигающее усилие в результате внецентренности должно быть воспринято поперечной арматурой.

1.5.6.2 Стыки с муфтами

С помощью муфтового соединения все стержни могут быть состыкованы в одном поперечном сечении изделия.

Несущая способность муфтового соединения должна быть такой же, что и стыкуемых стержней. Оба конца стержня должны быть заведены на требуемую длину в муфту. Муфты следует расположить таким образом, чтобы обеспечить хорошее бетонирование. Защитный слой бетона в зоне муфты должен быть выдержан.

Распространены следующие стыки на муфтах:

1) Стыки с муфтами на резьбе..

Для восполнения потери поперечного сечения стержня вследствие нарезки или накатки резьбы концы стержней часто утолщают

Трубки муфт должны утоньшаться по концам, чтобы избежать перегрузки первых витков резьбы.

Кроме того, должны быть удовлетворены следующие условия:

- поперечное сечение сердечника при накатанной резьбе должно приниматься полностью в расчет, а при нарезной резьбе только на 80%;
- уклон утолщенного конца стержня 1:3;
- общее проскальзывание в резьбе на обоих концах муфты должно составлять под воздействием рабочей нагрузки не более 0,1 мм (причина — люфт резьбы, который возможно ликвидировать при монтаже путем затяжки стержней).

Примеры см. в ч.П.

2) Стыки с опрессованными муфтами для стержней периодического профиля

Трубки муфт опрессовывают гидравлическим способом на строительной площадке обычно по месту установки стержня. Муфта при этом зацепляется за ребра профиля и удлиняется. Примыкающий стержень должен свободно сдвигаться в продольном направлении. Стык стержней различных диаметров возможен.

Пригодность стыков с опрессованными муфтами должна быть проверена экспериментально.

Примеры см. в ч.П.

3) Термито-муфтовые стыки

Полость между муфтой, имеющей внутренние ребра (выступы), и концами стыкуемых стержней периодического профиля заливают термито-специальной сталью. Усилия через надежное сцепление металлической заливки передаются на ребра профиля стержня. Концы стержней разъединены.

Стыки можно устраивать в горизонтальном, вертикальном или наклонном положениях.

Пригодность способа должна быть подтверждена опытным путем. Примеры см. в ч.П.

1.6 УСИЛИЯ ОТРЫВА В РЕЗУЛЬТАТЕ ИЗМЕНЕНИЯ НАПРАВЛЕНИЯ ЭЛЕМЕНТОВ. РАБОТАЮЩИХ НА РАСТЯЖЕНИЕ ИЛИ СЖАТИЕ

В каждом месте изменения направления арматурных стержней, работающих на растяжение или сжатие, а также при действии усилий обжатия в бетоне возникают усилия отрыва. Такие усилия необходимо учитывать, и в большинстве случаев требуется установка специальной арматуры для их восприятия.

1.6.1 Входящие углы

Малые углы $\alpha \approx 15^\circ$. Арматурные стержни следует отгибать, а усилие отрыва U по рис. 1.6 - 1 от каждого стержня воспринимается минимум тремя хомутами.

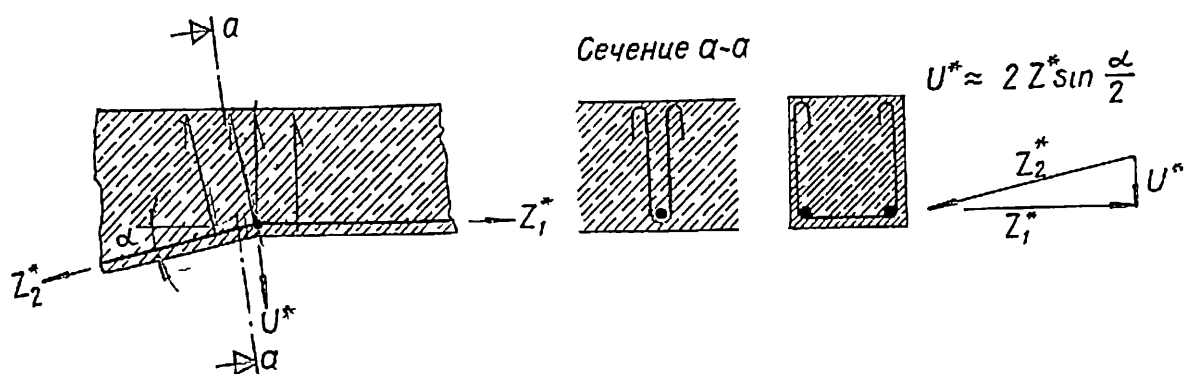


Рис. 1.6 - 1. При небольших изменениях направлений арматурного стержня на входящих углах усилие отрыва U^* может быть воспринято с помощью хомутов

Большие углы $15^\circ \approx \alpha \approx 45^\circ$. Следует заводить пересекающиеся стержни на длину анкеровки l_d (рис. 1.6 - 2) в направлении, противоположном усилию.

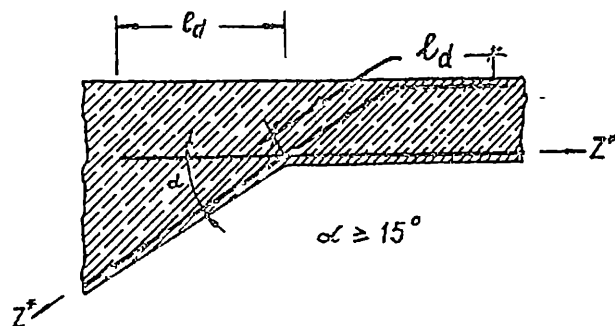


Рис. I.6 - 2. При больших изменениях направления пересекающиеся стержни, работающие на растяжение, должны быть продлены и заанкерены в противоположном направлении

I.6.2 Криволинейные элементы

I.6.2.1 Восприятие усилий отрыва посредством хомутов (большая кривизна)

Если стержни, расположенные у внутренней стороны изогнутого элемента, подвержены воздействию растягивающего усилия (рис. I.6 - 3), то для восприятия усилия отрыва

$$U^* = \frac{Z^*}{z} = \frac{A_s \cdot R_a^*}{z}$$

требуются хомуты с шагом $a_{B\ddot{u}}$, тогда

$$A_{SB\ddot{u}} = \frac{U_z^* \cdot a_{B\ddot{u}}}{R_a^*}.$$

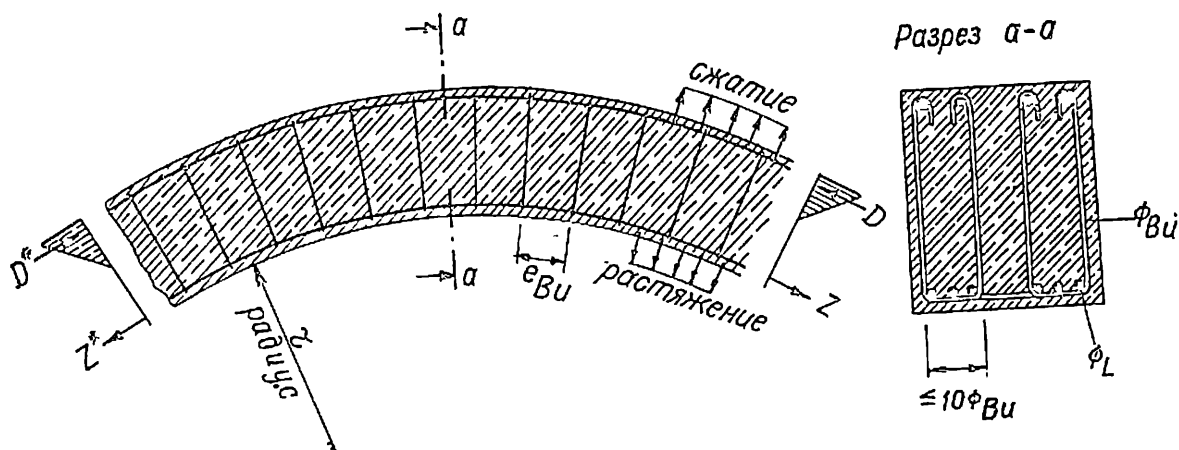


Рис. I.6 - 3. При постоянной кривизне усилия отрыва воспринимаются с помощью хомутов

Для того чтобы между хомутами не произошло отслоения защитного слоя бетона, необходимо выдерживать малый шаг хомутов, а также принимать соответствующий защитный слой бетона ($\dot{u} \approx 1,5 \phi_L$). С помощью двухветвевго хомута все стержни, расположенные в хомуте шириной менее $10 \phi_{B\ddot{u}}$, могут быть надежно закреплены.

Стержни, находящиеся у внешней стороны изогнутого элемента и работающие на сжатие, можно заанкерить аналогичным способом. Если имеющиеся усилия являются длительно действующими, то перераспределение напряжений на сталь из-за ползучести бетона должно быть учтено.

1.6.2.2 Восприятие усилий отрыва посредством защитного слоя бетона (малая кривизна)

Для страховки стержней от отрыва защитный слой бетона является достаточным, если возникающее растягивающее напряжение в бетоне от воздействия сил отрыва будет меньше предела прочности бетона на растяжение с учетом коэффициента безопасности.

На основе опытов [1.10] со стержнями ϕ 10 и 12 мм определяем минимальный радиус кривизны стержней при расстоянии между стержнями $a \geq 5$ см и $\phi \leq 16$ мм:

$$\min r = 0,35 \left(1 + \frac{10}{a^2 + 8} \right) \frac{adm \sigma_a}{R_{bz} / \gamma} \cdot \phi^2 \quad \left[\begin{array}{l} \text{размеры в единицах} \\ (N) \text{ и } (см) \end{array} \right],$$

где

$adm \sigma_a$ — допускаемое напряжение в стали при расчетных нагрузках;

$R_{bz} = 1,3 \sqrt[3]{R_{bz}^2} \quad [N / cm^2]$ — прочность бетона на растяжение.

С учетом наличия микротрещин и влияния усадки в защитном слое бетона в расчете следует принимать только 1/6 прочности бетона ($\gamma = 6$).

При отсутствии опытных данных стержни $\phi \geq 16$ мм должны быть охвачены хомутами согласно указаниям раздела 1.6.2.1.

При больших расстояниях между стержнями (≥ 10 см) под углом к горизонтали примерно 30° появляются выколы (рис. 1.6 - 4а); при меньших расстояниях откалывается целый слой бетона на уровне арматуры (рис. 1.6 - 4б).

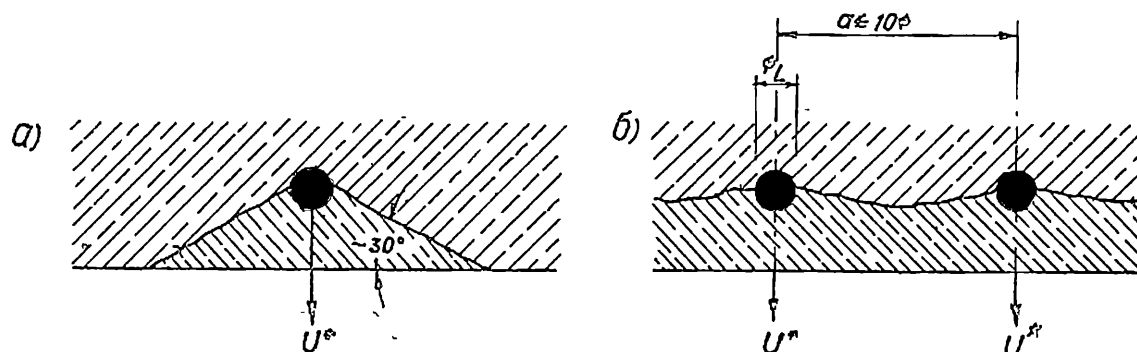


Рис. 1.6 - 4 Схемы разрушения защитного слоя бетона при действии нагрузки в результате усилий отрыва, создаваемых изогнутыми стержнями

Ни теоретическим, ни опытным путем не удалось установить заметного влияния толщины защитного слоя бетона на величину максимального растягивающего усилия.

1.6.3 Изогнутые стержни в одной плоскости, параллельной к наружной поверхности

Кольцевая арматура может вызывать откол защитного слоя бетона (рис.1.6 - 5), если поперечное растягивающее напряжение σ_y , зависящее от $\ddot{u}$, превышает прочность бетона на разрыв. При восприятии напряжения σ_y , большем $1/3$ прочности бетона на растяжение, для лежащих с внешней стороны кольцевых стержней необходимо соблюдать следующее условие:

$$\tau_{min} = \frac{0,05 \cdot \pi \cdot adm \cdot \sigma_a}{1/3 R_{bz}} \cdot \frac{\phi^2}{\ddot{u}}$$

Если радиус r окружности меньше, чем вышеприведенные значения, то кольцевые стержни, как правило, должны располагаться во втором ряду, а внешние радиальные стержни следует заанкерить с помощью шпилек диаметром 3-5 мм (рис.1.6 - 6).

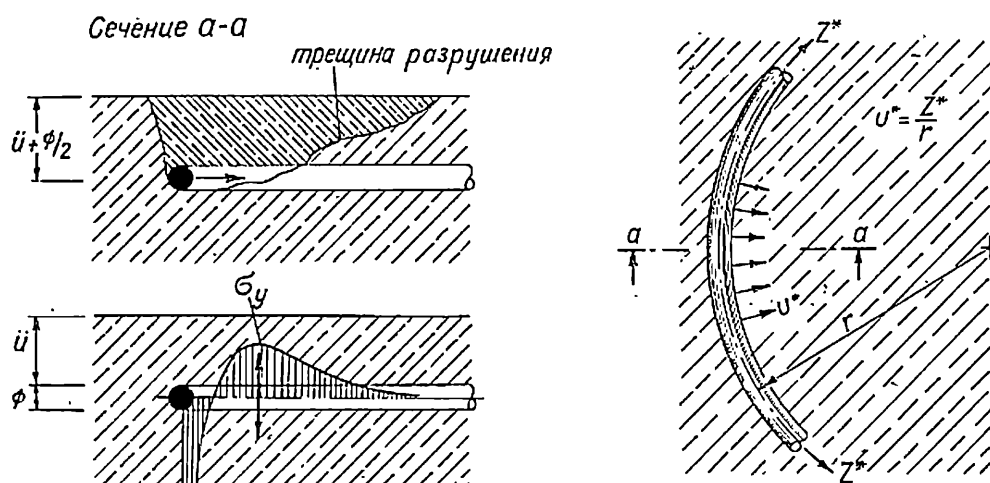


Рис.1.6 - 5. Поперечные растягивающие усилия, возникающие от усилий отрыва, могут привести к отколам защитного слоя у внешних стержней



Рис.1.6 - 6. Предотвращение откола защитного слоя бетона при кольцевой арматуре

1.6.4 Откол бетона сжимающим усилием

Усилия в сжатых зонах элементов, например, в рамных или складчатых конструкциях, могут приводить к отрыву бетона, если сжатый край элемента меняет свое направление (рис.1.6 - 7). Такие усилия отрыва должны быть восприняты анкерами. Во внешних зонах сжатия углов рам, силосных ячеек, коробов и др. анкерующие стержни необходимо располагать достаточно часто (10-15 см), чтобы предотвратить откол углов конструкции.

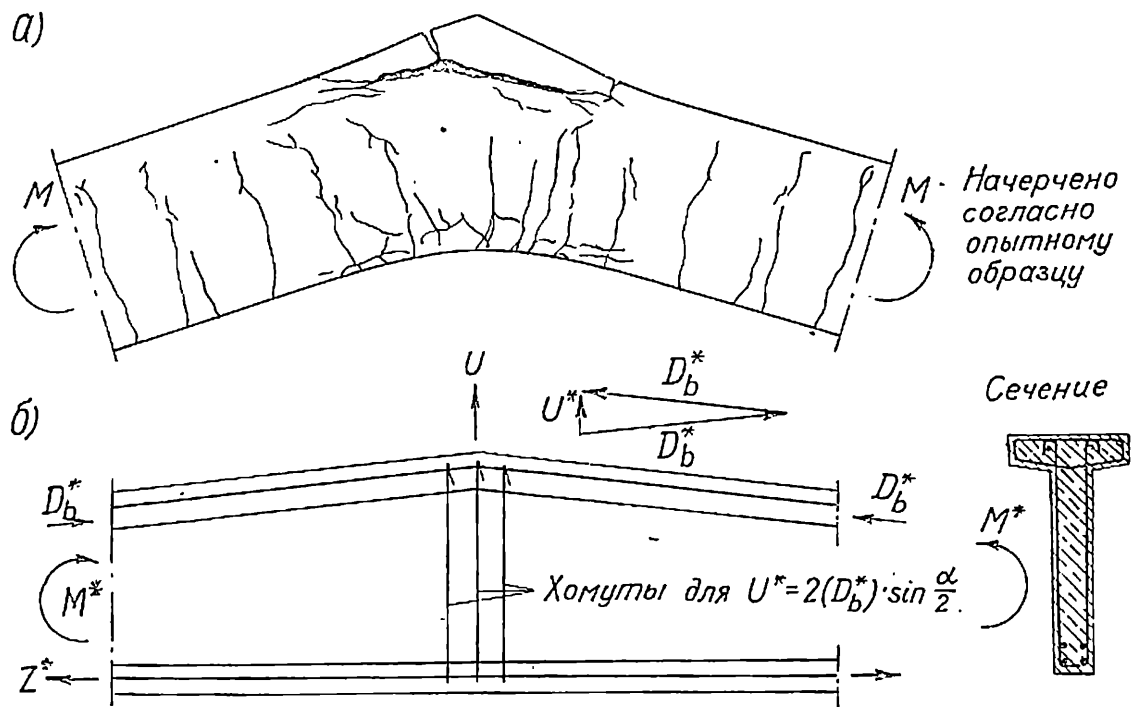


Рис.1.6 - 7. Усилия отрыва, вызванные изменением направления поверхности в зонах сжатия

- а - разрушение угла ригеля рамы;
- б - анкерные стержни кровельной балки

1.7 АРМИРОВАНИЕ ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Если при определении площади арматуры обычно рассматривается наибольшее количество наиболее напряженных сечений, то при конструировании арматуры необходимо рассматривать действительную работу всей конструкции и происходящее перераспределение усилий. Чтобы достигнуть необходимой прочности элемента на изгиб и надежной работы конструкций под воздействием эксплуатационных нагрузок, нужно учитывать многие конструктивные требования. Это особенно необходимо, когда из-за экономических соображений стремятся найти формы армирования, снижающие затраты труда и тем самым заработную плату без особого увеличения расхода стали.

Изменение сечения арматуры в продольном и поперечном направлениях, проблемы ее анкеровки и назначение минимального процента армирования, шаг стержней и т.д. заслуживают особого внимания.

1.7.1 Обрыв продольной арматуры

1.7.1.1 Распределение растягивающих напряжений, величина переноса обрываемой арматуры

Во II стадии работы (с трещинами в растянутой зоне) эффект повышения несущей способности как в "арке с растяжкой" или эффект фахверка влияет на распределение растягивающих усилий Z в растянутом поясе, которое поэтому не является подобным по отношению к эпюре моментов или кривой M^*/Z . Эпюру усилий растяжения можно получить путем горизонтального смещения кривой M^*/Z на величину смещения V в направлении оси стержня, благодаря чему площадь M^*/Z увеличивается (рис.1.7 - 1), где Z - плечо внутренней пары при предельной нагрузке. Величина смещения V зависит главным образом от формы поперечного сечения (например от b/v_0), величины напряжений сдвига (выраженного через $\tau_0^*/\lim \tau_0^*$) и направления и интенсивности арматуры, работающей на скалывание.

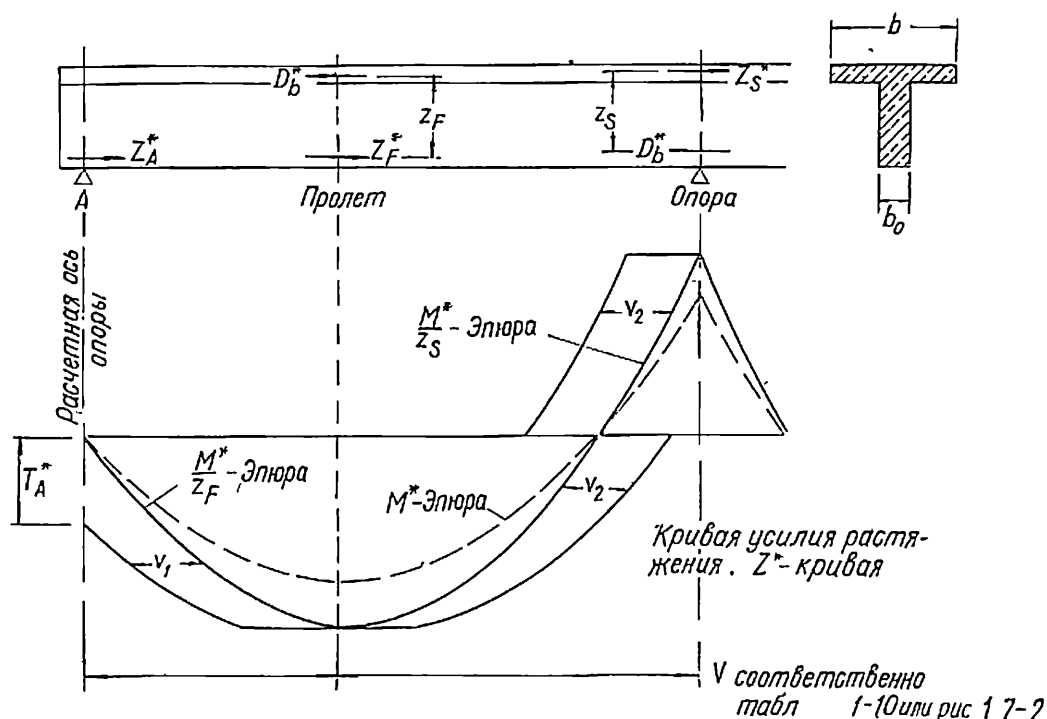


Рис.1.7 - 1. Эпюра растягивающих напряжений (кривая M^*/Z) сдвинута на величину V

Требуемая величина смещения V согласно специальной инструкции может быть приближенно определена в проектной практике для балок по табл.1-10.

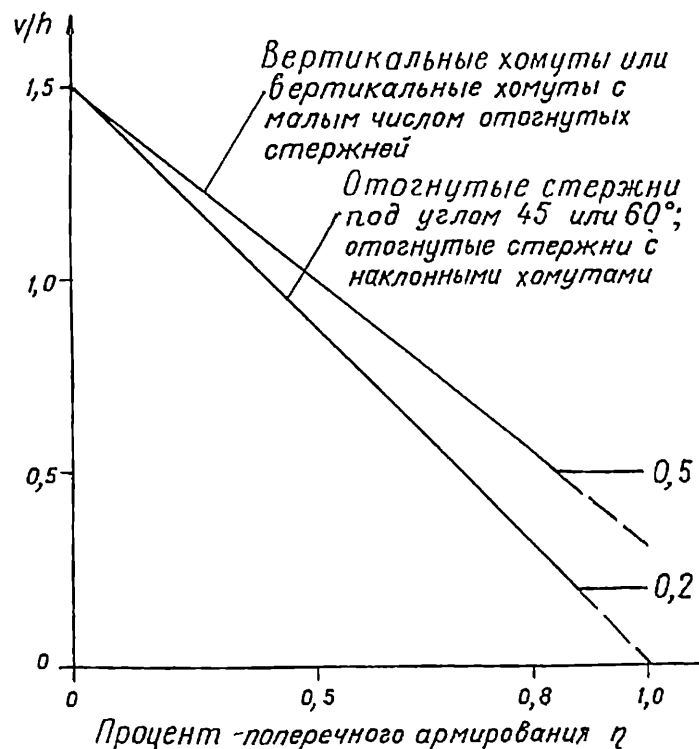
Таблица I-10

Величина смещения V для балок

Наклон арматуры, работающей на скалывание (α)	Процент (коэффициент) поперечного армирования (η)		
	$\leq 0,6$	$0,6-0,8$	$\geq 0,8$
90°	$1,00 h^x)$	$0,75 h$	$0,5 h$
45°	$0,75 h$	$0,50 h$	$0,25 h$

х) h — полезная высота балки

Для поперечной арматуры принимается величина смещения $V = 1,5h$.
 Для плит с поперечной арматурой величину смещения V целесообразно определять по рис. I.7 - 2, так как наименьшая величина η для плит не ограничена.

Рис. I.7 - 2. Определение величины смещения V в зависимости от степени поперечного армирования η

Путем смещения кривой M^* / Z на величину смещения V на концевых опорах остается растягивающее усилие $Z_A^* = T_A^*$. $V / h \geq 0,5 T_A^*$, на которое должна быть рассчитана заделка находящейся там арматуры (см. раздел (I.7.2.I.)).

Для определения эпюры растягивающего усилия у элементов с параллельными поясами при изгибе без продольного усилия необходимо иметь:

- эпюру предельных моментов;
- плечо внутренней пары Z , которое при расчете на изгиб должно определяться в месте наибольшего момента M для моментов одинакового знака; величина Z приблизительно может быть принята постоянной;
- значение смещения V по рис. I.7 - 2 или табл. I-10, причем V принимается как постоянная величина для всей соответствующей зоны скалывания.

1.7.1.2 Восприятие растягивающих усилий, обрыв арматуры

Требуемое поперечное сечение продольной арматуры, определяемое по $M_{\max}$, может быть в других сечениях уменьшено на величину снижения растягивающего усилия. Лишние части арматурных стержней в зоне растяжения удаляют при соответствующей длине их заделки (обрыв продольной арматуры) или их отгибают для восприятия скалывающих усилий (рис. I.7 - 3). В данном случае речь идет о "ступенчатом армировании".

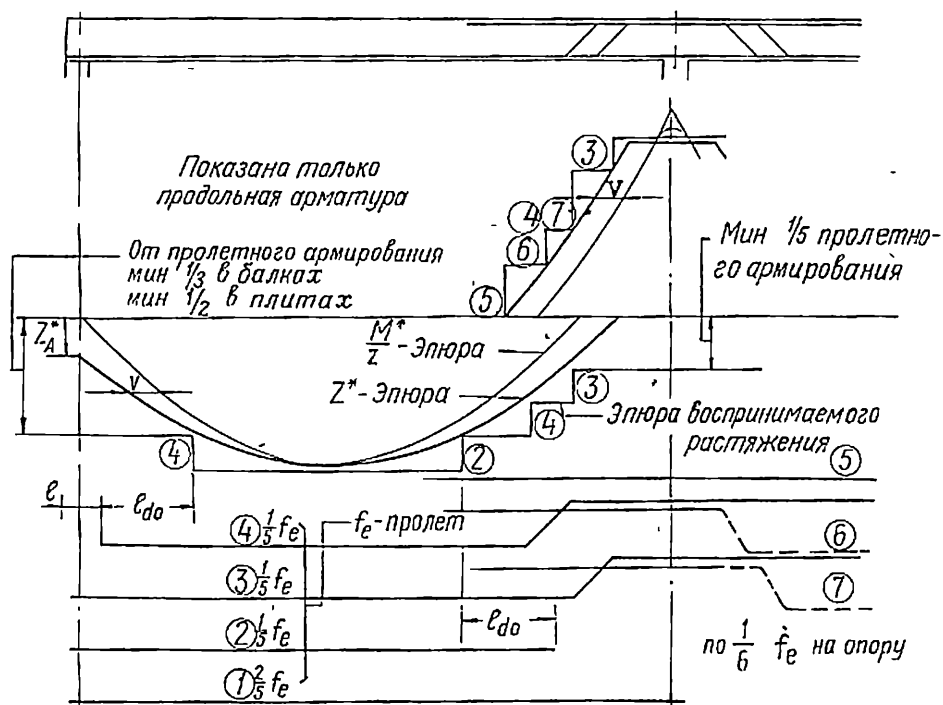


Рис. I.7 - 3. Обрыв и отгиб стержней

Отгиб стержней у неразрезных балок является выгодным по расходу стали, так как стержни сверху без особой длины заделки служат для восприятия моментов на опорах. Однако следует проверять, восполняет ли экономия стали повышенный расход на оплату труда на гнутье и укладку арматуры.

В наземном строительстве при равномерно распределенных нагрузках и небольших скалывающих усилиях можно назначать обрыв арматуры без поверочных расчетов (из практического опыта).

Определенная часть нижней арматуры, о чем будет оговорено ниже, должна быть доведена до опоры (см. раздел I.7.2.1). Вблизи крайних опор

обрыв арматуры нецелесообразен, так как некоторый излишек продольной арматуры сокращает длину заделки или делает излишними крюки (ср. раздел 1.7.2.1).

1.7.1.3 Заделка обрываемых продольных стержней

1) Длина заделки прямых стержней

Обрываемую арматуру из прямых стержней, заканчивающуюся в растянутой зоне, заделывают начиная с так называемой расчетной конечной точки Е (место, где стержень не является необходимым) (рис. 1.7 - 4).

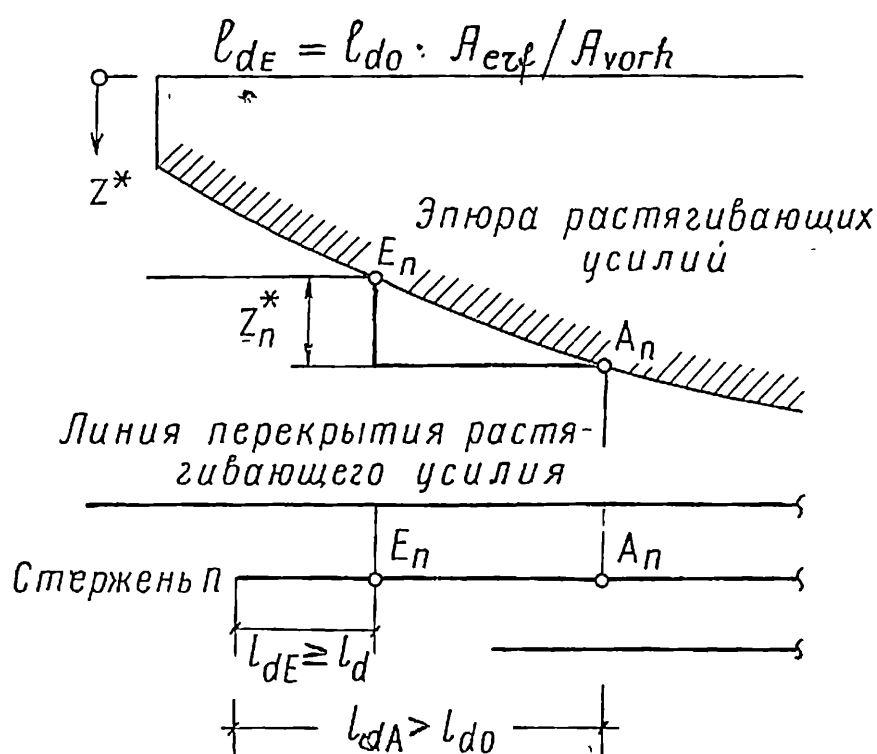


Рис. 1.7 - 4. Длина заделки обрываемых стержней

А - расчетная исходная точка - место, откуда стержень работает не на все расчетное напряжение

Е - расчетная конечная точка - место, где стержни по расчету не требуются

Начало заделки можно принимать между точкой Е и расчетной исходной точкой А (место, где стержень полностью используется). При этом, однако, необходимо произвести расчет длины заделки стержней с учетом достаточного запаса расстояния начала заделки от точки А на отрезке А-Е. Для плит со стержнями $\phi \leq 14$ мм начиная с точки Е согласно разделу 1.4.3.5 - 2 можно сократить длину заделки на величину l_d . При этом напряжение для всех стержней в точке Е принимается одинаково -

вым. Одновременно необходимо, чтобы длина заделки от точки А была не менее ℓ_{d0} (рис. I.7 - 5).

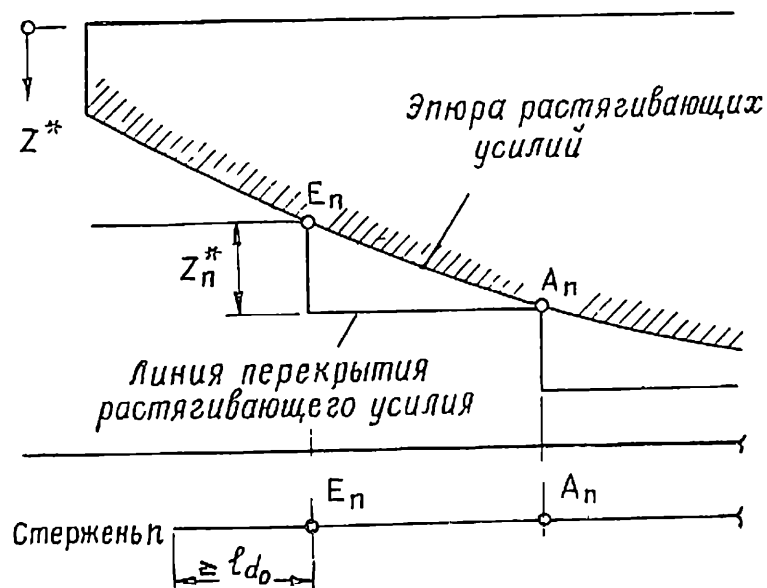


Рис. I.7 - 5. Длина заделки обрываемых стержней

Для упрощения длина анкеровки от точки Е может быть принята равной ℓ_{d0} . На концах обрываемых стержней $\sigma_a = 0$, тогда как расположенные рядом сквозные стержни находятся под высоким напряжением σ_a . Вследствие разности деформаций на конце стержня должны возникнуть реактивные усилия сцепления с бетоном, которые вблизи конца стержня вызывают поперечные трещины или увеличивают раскрытие трещин при изгибе. Такого увеличения раскрытия трещин можно избежать по [1.11], когда концы стержней отгибаются под углом от 10 до 20°, чтобы создать большее расстояние между стержнями, продленными на различные расстояния (рис. I.7 - 6).

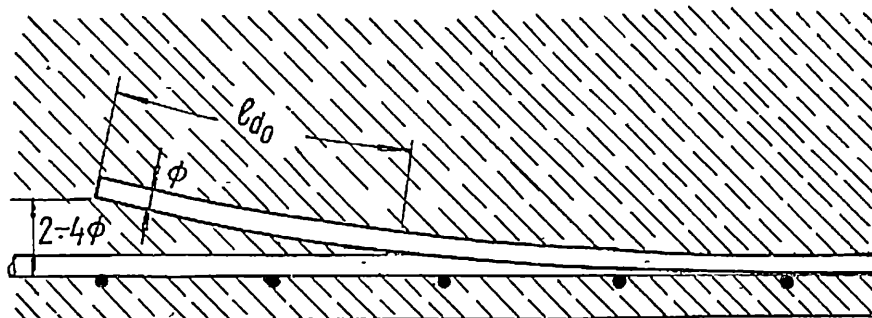


Рис. I.7 - 6. Отгиб концов обрываемых стержней продольной арматуры (выгодно для заделки и трещинообразования, но обычно не применяется)

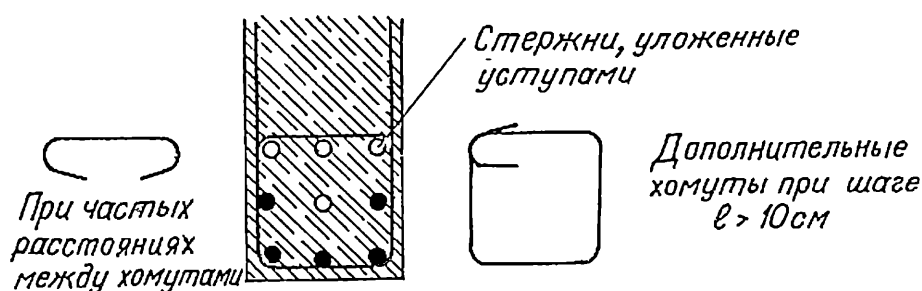


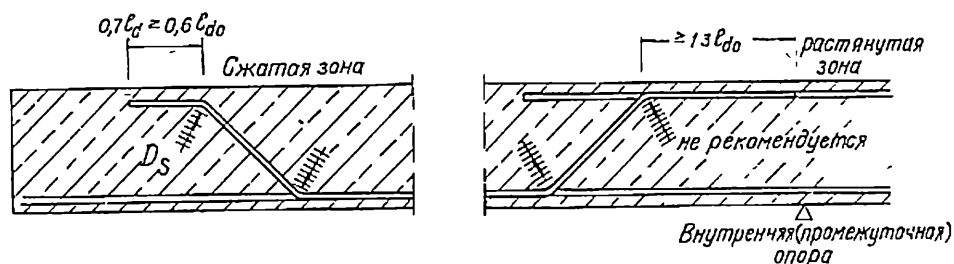
Рис. I.7 - 7. Поперечная арматура в зоне заделки стержней крупного диаметра, уложенных с обрывами

Так как в зоне заделки обрываемых стержней не имеется благоприятного поперечного сжатия, при стержнях большого диаметра не следует экономить на поперечной арматуре. Если у балок в одном месте имеется несколько обрываемых стержней большого диаметра, то рекомендуется устройство дополнительной поперечной арматуры согласно рис. I.7 - 7.

2) Длина заделки отогнутых стержней

Отогнутые или загнутые стержни, которые используют для восприятия усилий на сдвиг и не используют для восприятия моментов, при их продлении по другую сторону опоры (рис. I.7 - 8, а) для восприятия косых сжимающих усилий должны быть заделаны согласно рис. I.7 - 8. Так называемые "утки" или загнутые стержни на участках промежуточных опор всегда должны иметь повышенную заделку $1,3\ell_{d0}$ (рис. I.7 - 8, б).

а)



б)

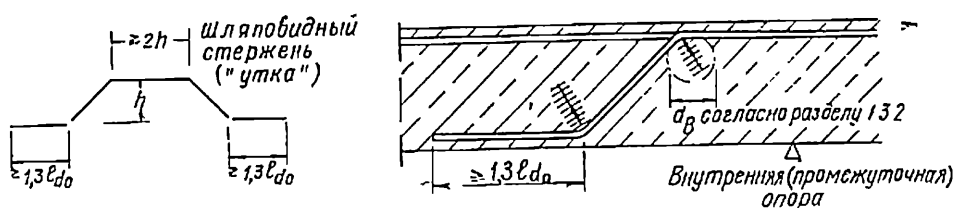


Рис. I.7 - 8. Заделка отогнутых (а) и загнутых (б) стержней, служащих для восприятия усилий на скалывание

1.7.2 Заделка продольных стержней на опорах

1.7.2.1 Длина заделки на свободных опорах

При свободном опирании или слабом защемлении необходимо заводить за грань опоры одну треть, а у плит — не менее половины площади поперечного сечения арматуры, уложенной для восприятия пролетного момента. Эта арматура должна быть заделана на свободной опоре для восприятия растягивающего усилия, равного

$$L_A^* = \frac{V}{h} \cdot T_A^* \geq 0,5 T_A^* .$$

Необходимая длина заделки определяется от оси опоры R (рис.1.7 - 9) согласно табл. I-II.

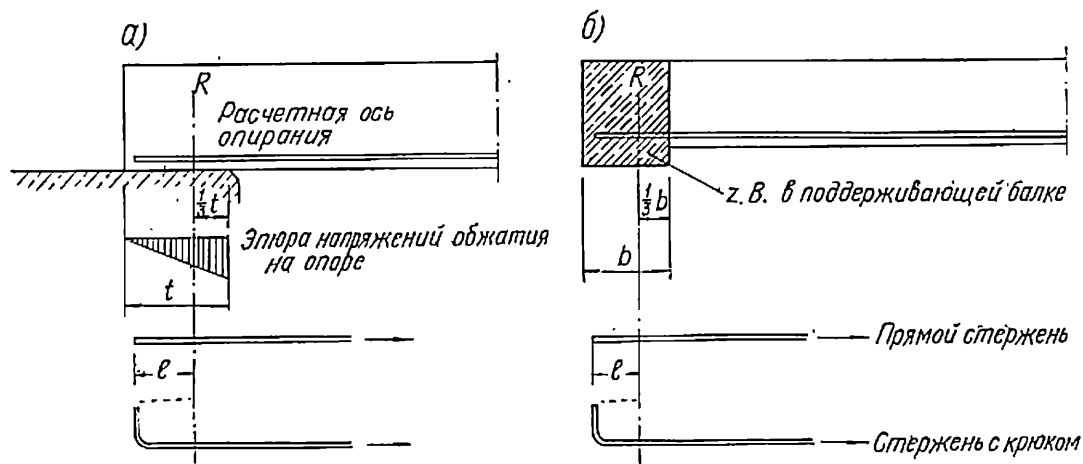


Рис.1.7 - 9. Длина заделки арматуры на концевой опоре
а - прямое опирание; б - не прямое опирание

В табл. I-II приведены величины длины заделки стержней на свободных опорах, в которых благоприятное действие обжатия на опоре, позволяющее сделать сокращение заделки на одну треть, не учтено.

При анкеровке с помощью крюков, особенно при защемлении на опорах, плоскость крюков следует располагать под прямым или косым углом по отношению к плоскости образования трещин.

Таблица I-II

Величина длины заделки на свободных опорах

Вид заделки	Э с к и з	Опираение	Длина заделки
Прямые концы стержней периодического профиля		прямое непрямое	$l \geq \frac{2}{3} l_d$ l_d согласно I.4.3.5 $l \geq l_d$
Крюки (см. I.4.3.3)		прямое непрямое	$l \geq \frac{2}{3} l_d$ $\geq \frac{d_B}{2} + \phi$ $l \geq l_d$
Стальные сетки для армирования бетона		прямое непрямое	Как вверху, однако, с l_d согласно I.4.3.6 по крайней мере один поперечный стержень позади оси R.

I.7.2.2 Длина заделки на промежуточных опорах

Опыты показали, что у неразрезных балок во II стадии незадолго до достижения разрушающей нагрузки растягивающие усилия в нижнем поясе приближаются к промежуточной опоре и к растягивающим усилиям верхнего пояса (рис. I.7 - I.10).

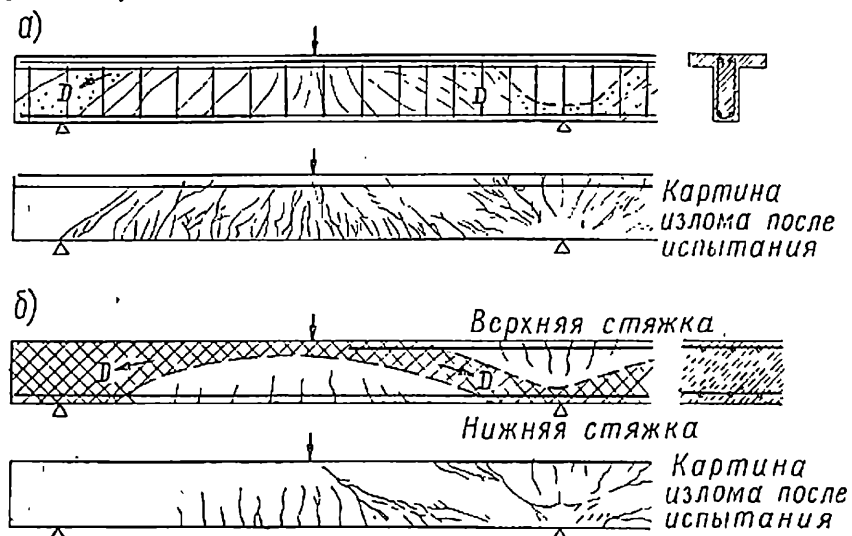


Рис. I.7 - I.10. Воздействие нагрузки на неразрезные балки
а - с арматурой, работающей на скалывание; б - без арматуры, работающей на скалывание

Сжатые пояса пролета как бы опираются прямо на промежуточную опору. Своеобразный эффект "арки с затяжкой" преобладает в данном слу-

чае над чистым изгибом. Смещение положительных и отрицательных значений M/Z на величину V приводит к возникновению растягивающих усилий в зоне нулевой точки моментов (см. рис. I.7 - I). Поэтому на промежуточных опорах неразрезных балок и плит, на концевых опорах с консольными выступами плит или балок, на заделанных опорах и на углах рамных конструкций необходимо продлевать не менее чем от $l/4$ до $l/5$ требуемой пролетной арматуры до промежуточной опоры.

Для заделки этих стержней не требуется никакого специального расчета; достаточно, если они заведены за грань опоры на 10ϕ . Крюки являются нерациональными из-за загромождения сжатой зоны. При широких опорах (например, плиты) не требуется, чтобы концы прямых стержней перехлестывались. При узком линейном опирании (балки) желательна некоторая нахлестка (рис. I.7 - II).

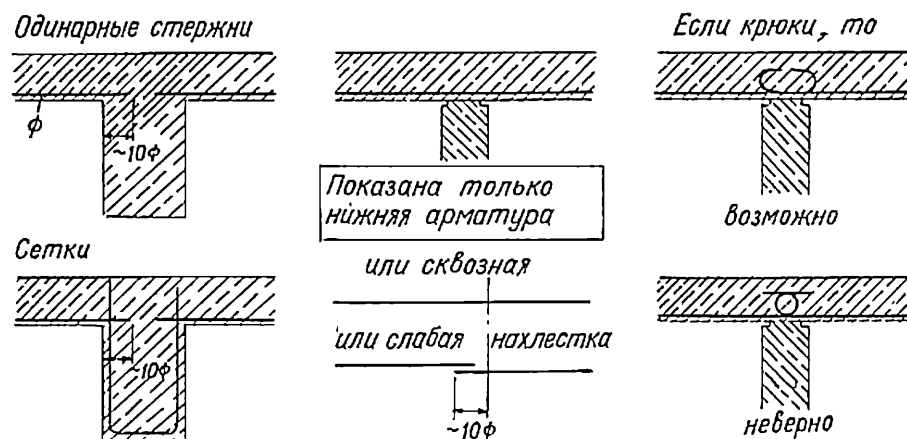


Рис. I.7 - II. Заделка нижней арматуры на промежуточных опорах (верхняя арматура не указана)

Если на промежуточных опорах возможно возникновение положительных моментов вследствие просадки опоры, пожара или взрыва, то нужно продлевать продольную арматуру до следующей опоры или устраивать стык вне-хлестку, способный воспринять усилия растяжения. Часто также стержни пропускают насквозь, чтобы избежать их разрезки по длине.

I.7.3 Сцепление с бетоном за пределами зоны заделки

Если растягивающее усилие в продольной арматуре в результате больших поперечных усилий значительно возрастает, то имеется опасность в том, что силы сцепления приведут к расколу бетона. Расчетное усилие сцепления τ_1^* (см. ниже) должно быть ограничено.

$$\tau_1^* = \frac{\Delta Z}{\Delta x \sum u} \leq \tau_d^*,$$

где

ΔZ^* - разница растягивающего усилия на Δx ;

Δx - участок длины продольной арматуры;

$\sum u$ - периметр всех стержней;

τ_d^* - расчетные значения напряжений сцепления по табл. I-13.

Таблица I-13

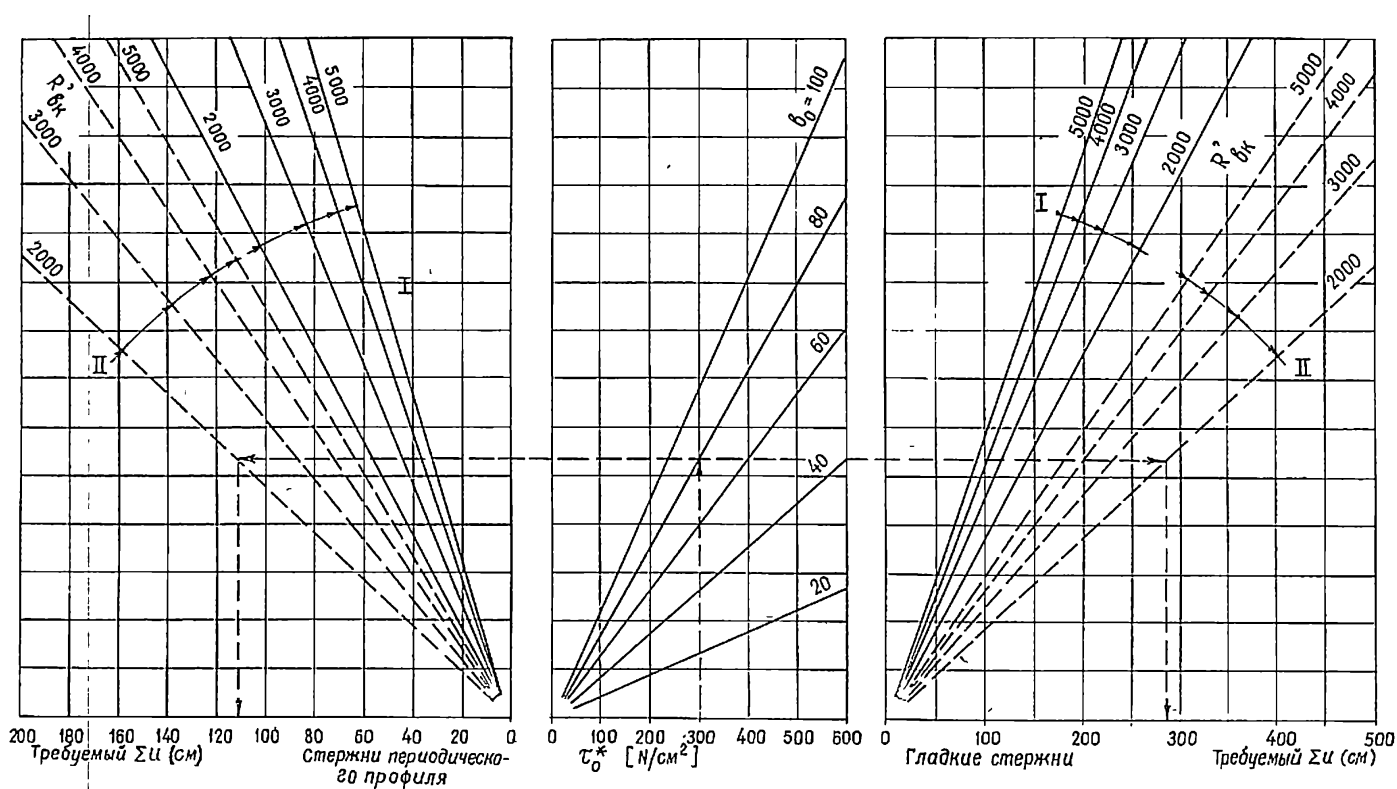
Расчетные сопротивления сцепления

Вид стержня	Условия сцепления	$\tau_d^* =$	τ_d^* для $R'_{bk} [N/cm^2]$			
			2000	3000	4000	5000
Гладкий	I	$5,0 R_b'^{* 1/2}$	190	230	270	300
	II	$2,5 R_b'^{* 1/2}$	95	115	135	150
Периодического профиля	I	$3,45 R_b'^{* 2/3}$	480	620	760	880
	II	$1,72 R_b'^{* 2/3}$	240	310	380	440

Величина поперечного усилия T^* может быть определена по следующей формуле:

$$T^* \leq 0,9 h \sum u \tau_d^* \quad \text{или по} \quad T^* = \tau_0^* b_0 \cdot h \quad \tau_0^* \leq \frac{0,9 \sum u}{b_0} \tau_d^*$$

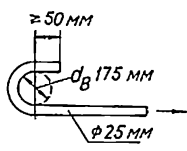
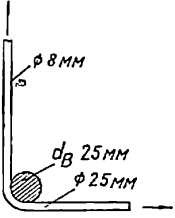
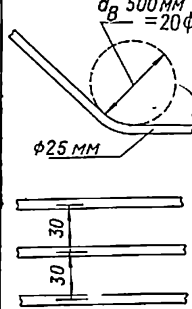
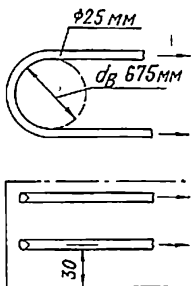
Так как τ_0^* все равно рассчитывается для определения скалывания, то последнее выражение является пригодным для практического применения (рис. I.7 - I2). При низких напряжениях на сдвиг τ_0^* , а также при стержнях периодического профиля при условии сцепления I расчет в большинстве случаев не требуется.



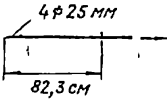
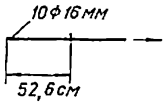
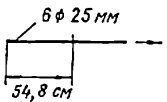
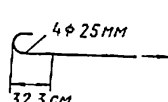
1.8 П Р И М Е Р Ы
1.8.1 Защитный слой бетона и шаг стержней (раздел 1.2)

	№ и содержание примера	Принято в примере	Диаметр хомута	Сгруппированные стержни	Размер фракции заполнителя
Д а н о	1 вид бетона	обычный	обычный	обычный	обычный
	2 категория коррозии	2	2	2	2
	3 максимальный размер фракции зерен	16 мм	16 мм	16 мм	32 мм
	4 диаметр продольного стержня ϕ_L	25 мм	25 мм	(3 ϕ 16) мм	25 мм
	5 диаметр хомута $\phi_{вн}$	8 мм	16 мм	8 мм	8 мм
Найдено	1 допустимый защитный слой бетона	сборный { продольный хомут + $\phi_{вн}$	$\sim 3,0$ см	$\sim 3,0$ см	$\sim 3,5$ см
	2 слой бетона	сборный { продольный хомут + $\phi_{вн}$	$2+0,8 \approx 3,0$ см	$2+1,6 \approx 3,5$ см	$3,2+0,8 \approx 4,8$ см
	3 допустимый шаг стержней	сборный { продольный хомут + $\phi_{вн}$	$\sim 3,0$ см	$\sim 3,0$ см	3,5 см
	4 по горизонтали	2,5 см	$2+1,6 \approx 3,5$ см	2,5 см	$3,2+0,8 \approx 4,0$ см
	5 по вертикали	2,5 см	2,5 см	$\sim 4,0$ см	$\sim 5,0$ см
	6	2,5 см	2,5 см	$\sim 3,0$ см	$\sim 2,5$ см
	Примечание			a'_z или b'_z для $\phi_E = 3,5$ см	
	Рисунки				

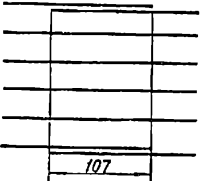
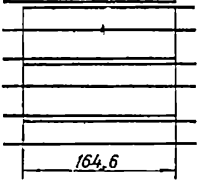
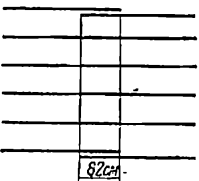
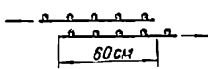
I.8.2 Допустимые радиусы загиба (раздел I.3)

№ и содержание примера		Крюк	Хомут	Отогнутый стержень	Петля
Д а н о	1 вид стали и ее прочность R_{ak}	арматура периодического профиля 42 000 Н/см ²	арматура периодического профиля 42 000 Н/см ²	арматура периодического профиля 42 000 Н/см ²	арматура периодического профиля 42 000 Н/см ²
	2 вид бетона и его прочность R_{bk}	обычный 2 500 Н/см ²	обычный 2 500 Н/см ²	обычный 2 500 Н/см ²	обычный 2 500 Н/см ²
	3 тип арматурного элемента	крюки	хомут	отогнутый стержень	петля
	4 диаметр продольного стержня ϕ_L	25 мм	25 мм	25 мм	25 мм
	5 диаметр хомута $\phi_{ви}$	-	8 мм	-	-
	6 расстояние от края или шаг стержня	-	-	3 см	3 см
Найдено	1 диаметр гибочного ролика по табл. I-2 d_B	$7 \phi \leq 175$ мм	$3 \phi = 25$ мм	$20 \phi \leq 500$ мм	-
	2 диаметр гибочного ролика согласно формуле d_B	-	-	-	$(d_a/\phi = 3/2,5)$ $27 \phi = 675$ мм
Рисунки					

1.8.3 Анкеровка (раздел 1.4)

	№ и содержание примера	Пример применения	Диаметр стержня	Существующая арматура	К р ю к
Д а н о	1 вид стали и ее прочность R_{ak}	арматура периодического профиля 42000 Н/см ²	арматура периодического профиля 42000 Н/см ²	арматура периодического профиля 42000 Н/см ²	арматура периодического профиля 42000 Н/см ²
	2 вид бетона и его прочность R'_{bk}	обычный 2500 Н/см ²	обычный 2500 Н/см ²	обычный 2500 Н/см ²	обычный 2500 Н/см ²
	3 вид воздействия	расчетная нагрузка	расчетная нагрузка	расчетная нагрузка	расчетная нагрузка
	4 условия сцепления	I	I	I	I
	5 требуемая арматура A_{ezf}	20 см ²	20 см ²	20 см ²	20 см ²
Принято	1 вид анкеровки	прямые стержни	прямые стержни	прямые стержни	крюк
	2 диаметр стержня ϕ	4 ϕ 25 мм	10 ϕ 16 мм	6 ϕ 25 мм	4 ϕ 25 мм
	3 существующая арматура A_{vozh}	19,7 см ²	20,2 см ²	29,5 см ²	19,7 см ²
Найдено	1 уменьшение длины анкеровки за счет крюка (1.4.3.5-2) Δl_d	0	0	0	25 см=10 ϕ
	2 основная длина анкеровки l_{d0} (табл. 1-4)	82,3 см	52,6 см	82,3 см	82,3 см
	3 длина анкеровки (1.4.3.5-2) l_d	82,3 см	52,6 см	54,8 см	47,3 см
	Рисунки				

1.8.4 Стыковые соединения (раздел 1.5)

	№ и содержание примера	Пример сравнения	50% остыкован - ных стержней	Петля	Сетки
Д а н о	1 вид стали и ее прочность R_{ak}	арматура периодического профиля 42000 N / см ²	арматура периодического профиля 42000 N / см ²	арматура периодического профиля 42000 N / см ²	арматура периодического профиля 50000 N / см ²
	2 вид бетона и его прочность R_{bk}	обычный 2500 N / см ²	обычный 2500 N / см ²	обычный 2500 N / см ²	обычный 2500 N / см ²
	3 вид нагрузки	расчетная	расчетная	расчетная	расчетная
	4 условие сцепления	I	I	I	I
	5 требуемая площадь арматуры A_{ezf}	20 см ²	20 см ²	20 см ²	10 см ²
Принято	1 тип стыка	прямые стержни	прямые стержни	прямые стержни и сетки	сварные сетки
	2 диаметр стержня ϕ	4 ϕ 25 мм	4 ϕ 25 мм	4 ϕ 25 мм	10.6/75.150
	3 существующая арматура A_{vozH}	19,7 см ²	19,7 см ²	19,7 см ²	11,8 см ²
	4 доля несмещенных стыков	20%	50%	20%	-
	5 шаг стержней с учетом нестыкованных стержней	25 см	25 см	25 см	-
Найдено	1 с учетом нестыкованных стержней (табл.1-6) K	1,3	2,0	1,3	-
	2 уменьшение длины анкеровки $\Delta \ell_d$	-	-	25 см	-
	3 основная длина анкеровки (табл.1-4) ℓ_d	82,3 см	82,3 см	82,3 см	-
	4 длина нахлестки (1,5,3,1,3) ℓ_v	107,0 см	164,6 см	107-25= 82	четыре поперечных стержня
	Рисунки				

2. ОСОБЕННОСТИ КОНСТРУИРОВАНИЯ АРМАТУРЫ РАЗЛИЧНЫХ НЕСУЩИХ КОНСТРУКЦИЙ

Теоретически самым благоприятным для работы железобетонных элементов было бы расположение арматуры по направлениям траекторий главных растягивающих напряжений с распределением тонких стержней пропорционально величине растягивающих усилий по всей растянутой части поперечных сечений. Такое расположение стержней применяется, как правило, в оболочках и других тонкостенных пространственных конструкциях. Во всех остальных несущих конструкциях арматура с целью снижения стоимости укладывается в двух или трех направлениях, благодаря чему армирование сильно упрощается.

2.1 АРМИРОВАНИЕ ПЛИТ

Подбор сечений арматуры железобетонных плит обычно производится по усилиям, определяемым по теории упругости в предположении однородных и изотропных поперечных сечений. Плиты, рассчитанные таким образом, хорошо отвечают предъявляемым к ним требованиям как в стадии эксплуатации, так и в предельном состоянии по прочности, хотя их работа не вполне соответствует предположениям, принятым при расчете. Так, в большинстве случаев количество арматуры в обоих направлениях неодинаково. Плита поэтому анизотропна с различными жесткостями в разных направлениях после возникновения в ней трещин.

Подбор сечений плит по теории предельного равновесия, в которой учитываются только условия равновесия в стадии исчерпания несущей способности, но не условия неразрывности, дает по сравнению с расчетом по теории упругости меньшее количество арматуры, но не дает оценки поведения конструкции под воздействием эксплуатационной нагрузки, ее трещиностойкости и прогибов. Поэтому ею должен пользоваться только опытный инженер, знающий границы такой теории и способный армировать плиты таким образом, чтобы в них под воздействием эксплуатационных нагрузок не образовывались трещины недопустимой ширины.

Подробное сопоставление теории упругости и теории предельного равновесия приведено в /2.1/.

2.1.1 Плиты, работающие в одном направлении

Перед тем как подобрать сечение полосы плиты, работающей в одном направлении, необходимо выяснить возможна ли такая работа под влиянием сосредоточенной нагрузки, отверстий в плите, а также идущих в направлении пролета ребер или стен. Для этих случаев требуются особые мероприятия (см. разд. 2.1.1.7 и 2.1.1.8).

Преимущественно плиты армируются сварными сетками, при больших нагрузках, однако, применяются и стержни. Шаг несущих стержней e в зоне наибольших моментов должен удовлетворять при толщине плиты d условию $e \leq d \leq 20 \text{ см.}$

Чтобы избежать опасность образования усадочных и температурных трещин необходимо принимать процент армирования плит не менее 0,1%.

2.1.1.1 Однопролетные свободнолежащие плиты

Обычно плиты армируются сетками без поперечной арматуры, работающей на скалывание. После образования трещин плита работает как арка (шпренгель) с затяжкой, у которой, однако, растягивающее усилие благодаря жесткости на изгиб "бетонных зубцов" несколько снижается по направлению к опорам. Поперечная сила воспринимается слабо наклонным скатым поясом (рис.2.1.1).

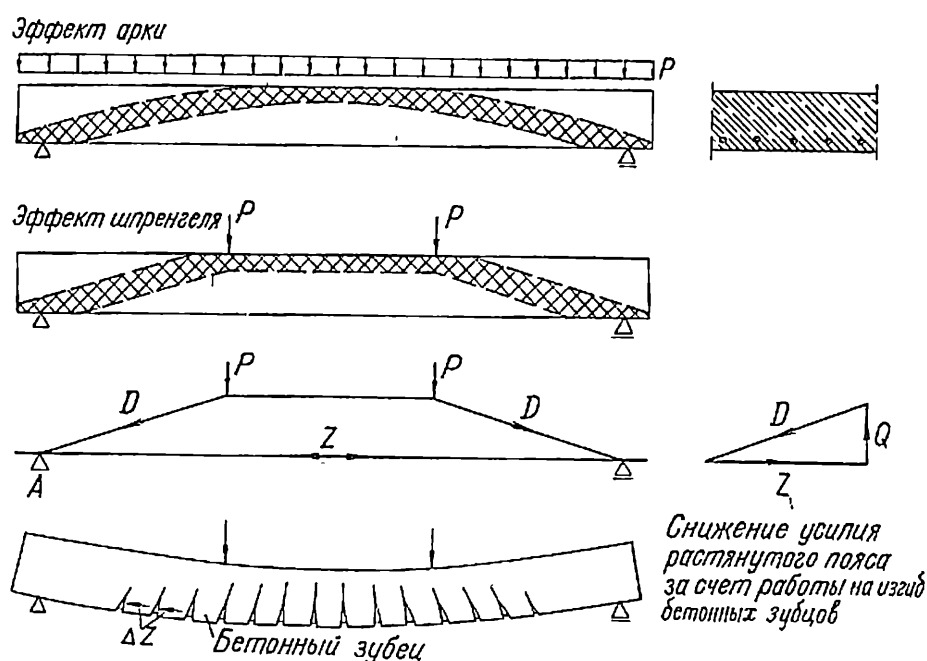


Рис.2.1 - 1. Пологие скатые пояса у плит без арматуры, работающей на скалывание

В связи с небольшим уклоном усилия D на опоре остается значительное растягивающее усилие, которое должно быть воспринято арматурой (см. разд.1.7.1.3). Для того чтобы не слишком ослабить растянутый пояс, необходимо довести минимум $1/2 l_e$ наибольшей пролетной арматуры до опоры. Практически это означает, что при обычно армированных плитах арматурные сетки протягиваются до опор полностью, а у сильно армированных плит укладывается одна дополнительная сетка согласно рис.2.1 - 2.

Если необходимо, то для небольшого защемления по концам укладывается сверху конструктивная "рабочая сетка". При армировании стержнями для этой цели примерно $1/3$ пролетной арматуры отгибается под углом $30-45^\circ$ (рис.2.1 - 3).

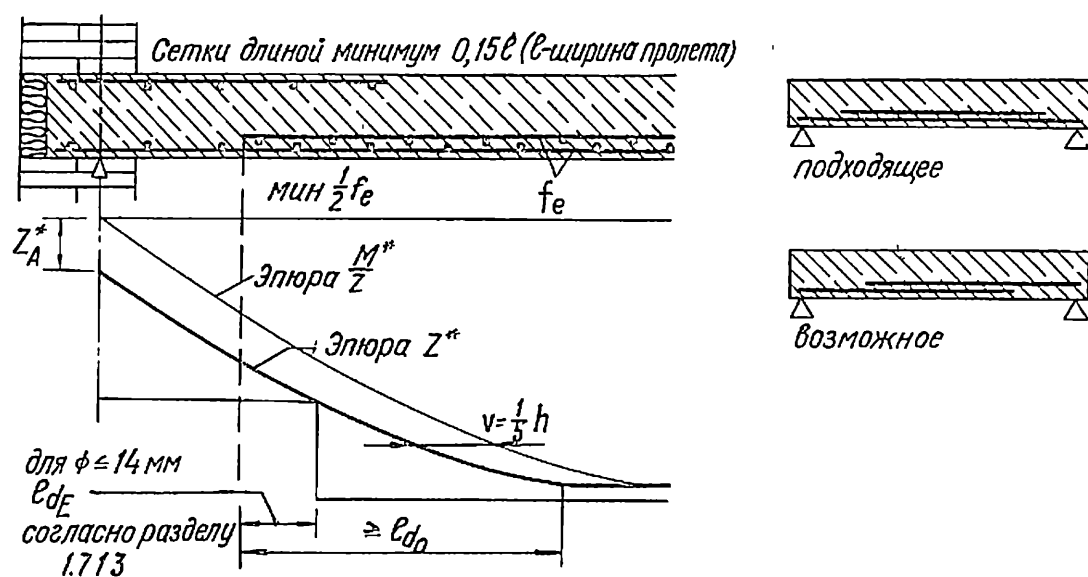


Рис.2.1 - 2. Пример уменьшения сечения арматуры к опорам при применении сеток

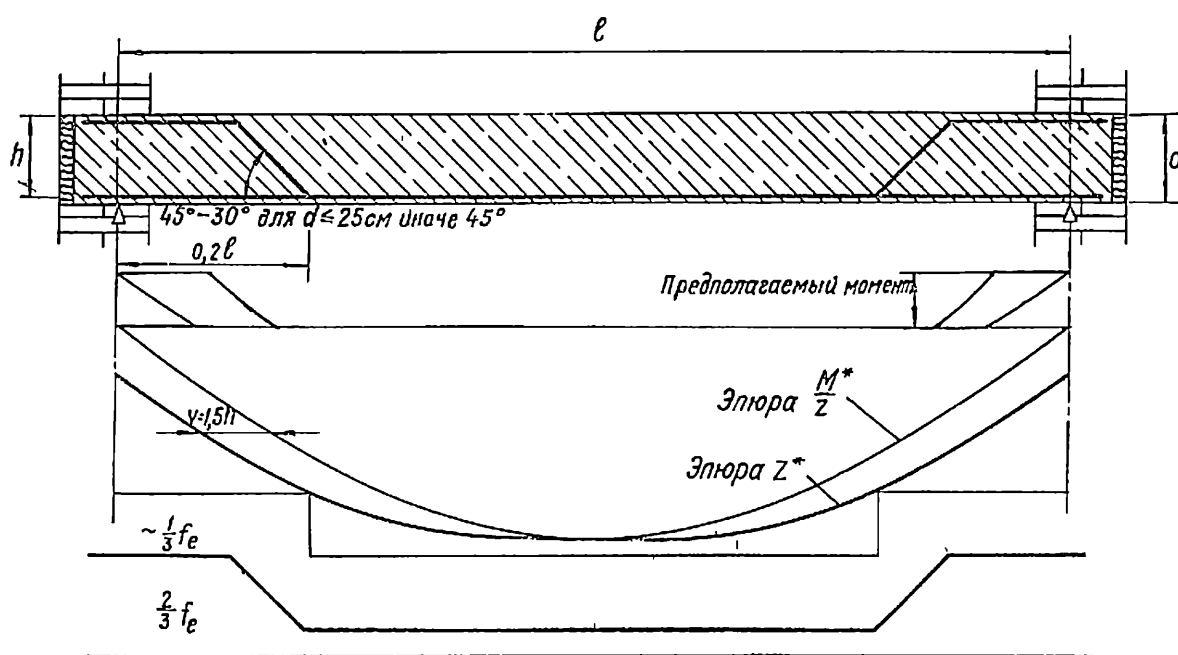


Рис.2.1 - 3. Восприятие небольших опорных моментов путем отгиба стержней пролетной арматуры

2.1.1.2 Однопролетные плиты с заделкой по концам

При сильном заделывании по концам, например, в толстых бетонных стенах, можно при стержневом армировании отгибать до $\frac{2}{3} f_e$ пролетной арматуры, причем целесообразно делать отгибы в двух местах для уве -

личения сечения и длины верхней арматуры (рис.2.1 - 4). Арматура, работающая на отрицательный момент, должна быть хорошо заанкерена, например, путем загиба стержней или сеток в тело стенки.

При защемлении плиты в краевых балках степень защемления зависит от угла поворота балки и тем самым от ее жесткости на кручение. Угол поворота с увеличением расстояния от места закрепления балки возрастает.

Жесткость на кручение железобетонных балок после образования в них трещин снижается до такой степени, что на средних $3/5$ пролета балки защемление плиты почти исчезает. Таким образом, в отношении надежности (разрушающая нагрузка) его нельзя использовать для уменьшения пролетных моментов в плите.

Нижняя арматура должна подбираться, исходя из эпюры "С" (рис.2.1-5).

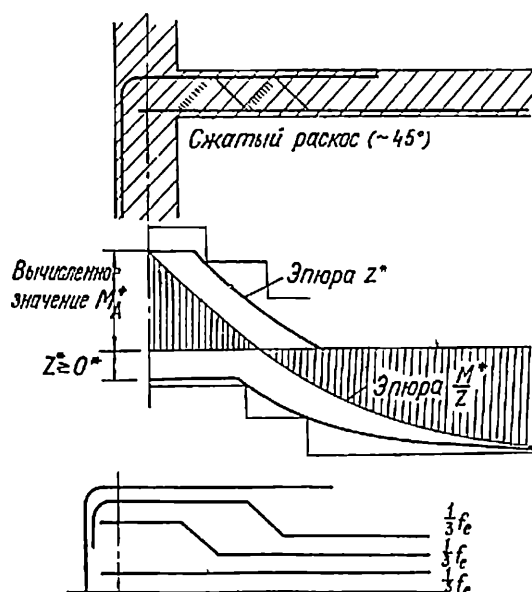


Рис.2.1 - 4. При сильном защемлении арматура, работающая в зоне защемления, заводится в тело стены. При стержневом армировании отогнутые стержни на двух участках являются целесообразными

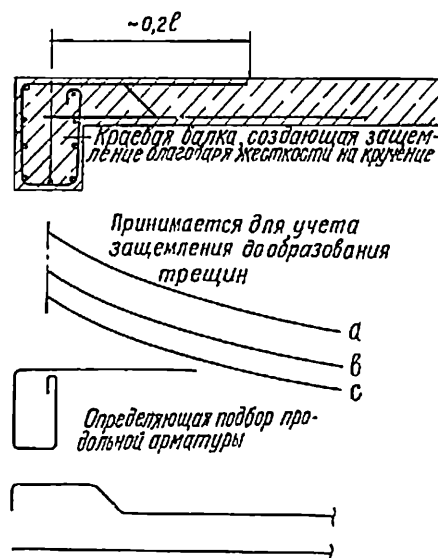


Рис.2.1 - 5. Защемление в краевой балке (эпюра "а") почти исчезает благодаря уменьшению ее жесткости на кручение после образования в ней трещин (эпюра "б")

С другой стороны, конец плиты должен быть армирован сверху по крайней мере конструктивно для восприятия изгибающего момента, действующего до образования трещин в балке (эпюра "а"). Для этого отгибается от $1/3$ до $1/2$ площади арматуры F_c . Верхние ветви хомута балки должны заводиться примерно на $0,2 l_e$ в тело плиты, чтобы избежать образования крупных трещин на верхней поверхности плиты.

2.1.1.3 Многопролетные неразрезные плиты

Так как растягивающие усилия возникают почти что вплоть до промежуточной опоры (рис.1.7 - 10), необходимо продлить минимум $1/3 l_e$ нижней арматуры до промежуточной опоры. Моменты на опоре могут быть скруглены по ширине опоры (рис.2.1 - 6). При опирании на бетонные стены или на широкие балки в большинстве случаев определяющим является M_z , так как полезная высота h_z возрастает до h_s .

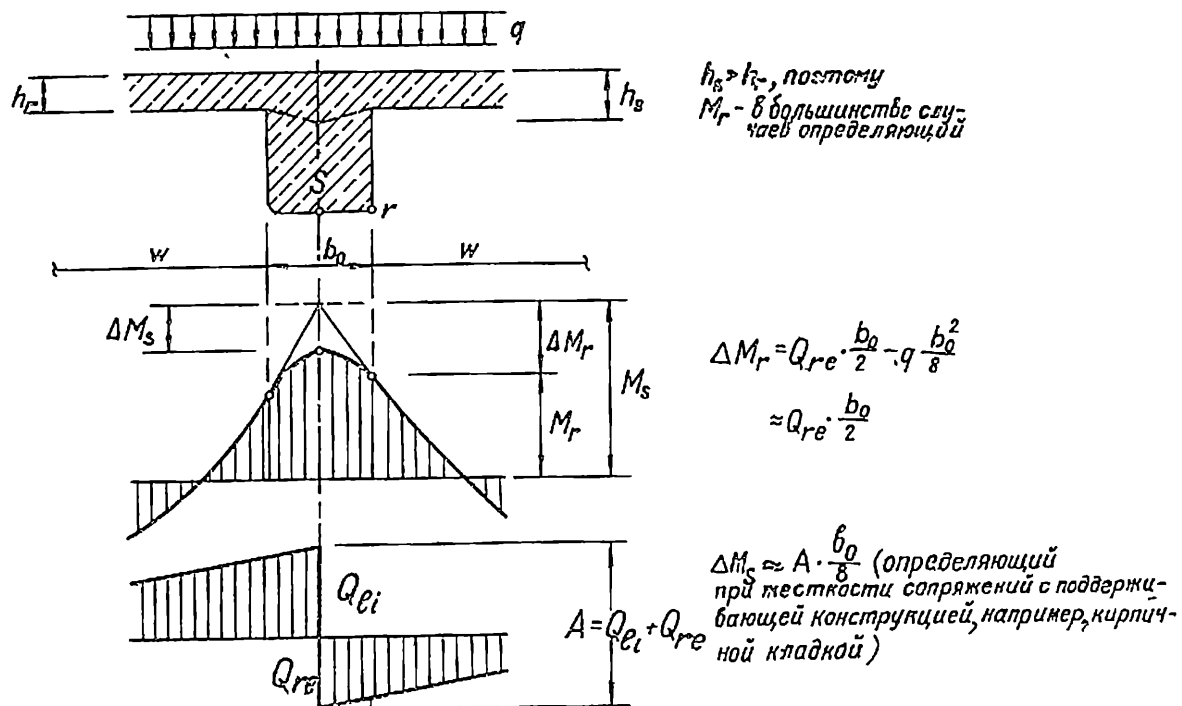


Рис.2.1 - 6. Эпюра моментов по ширине b_0 и габаритные моменты M_z , определяющие подбор верхней арматуры

При армировании сетками перераспределение моментов может быть особенно экономичным, когда достигается $M_{st}^* = M_r^*$, и тем самым можно применять те же сетки (рис.2.1 - 7).

Однако часть надпорной арматуры при уменьшенном M_{st}^* должна достигать по крайней мере нулевой точки моментов по распределению моментов для жесткости по состоянию без трещин (2.2). Арматура на опоре должна продлеваться на величину $3d$ по обе стороны опоры в неослабленном виде (зона, где возможно образование косых трещин). Уменьшение сечения надпорной арматуры за пределами этой зоны не вызывает опасений.

При стержневом армировании арматура на опоре частично может быть создана за счет отогнутых стержней пролетной арматуры. При этом целесообразны два отгиба близ $l/4$. Первый отгиб вверх должен располагаться на расстоянии не менее h от края опоры (рис.2.1 - 8).

Варианты укладки арматуры показаны на рис. 2.1 - 9. При армировании сетками можно отказаться от отгибов (рис.2.1 - 10).

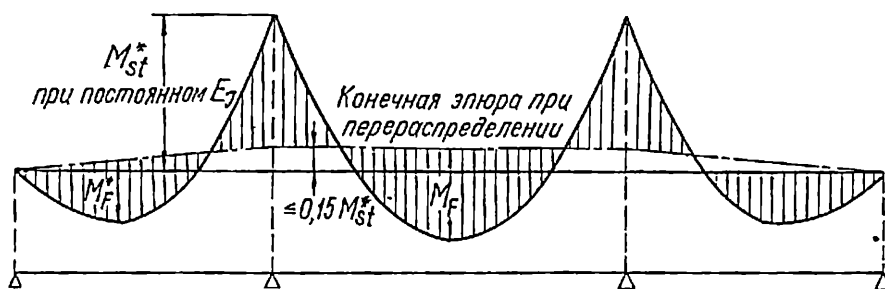


Рис.2.1 - 7. Перераспределение моментов (уменьшение моментов на опоре до 15%)

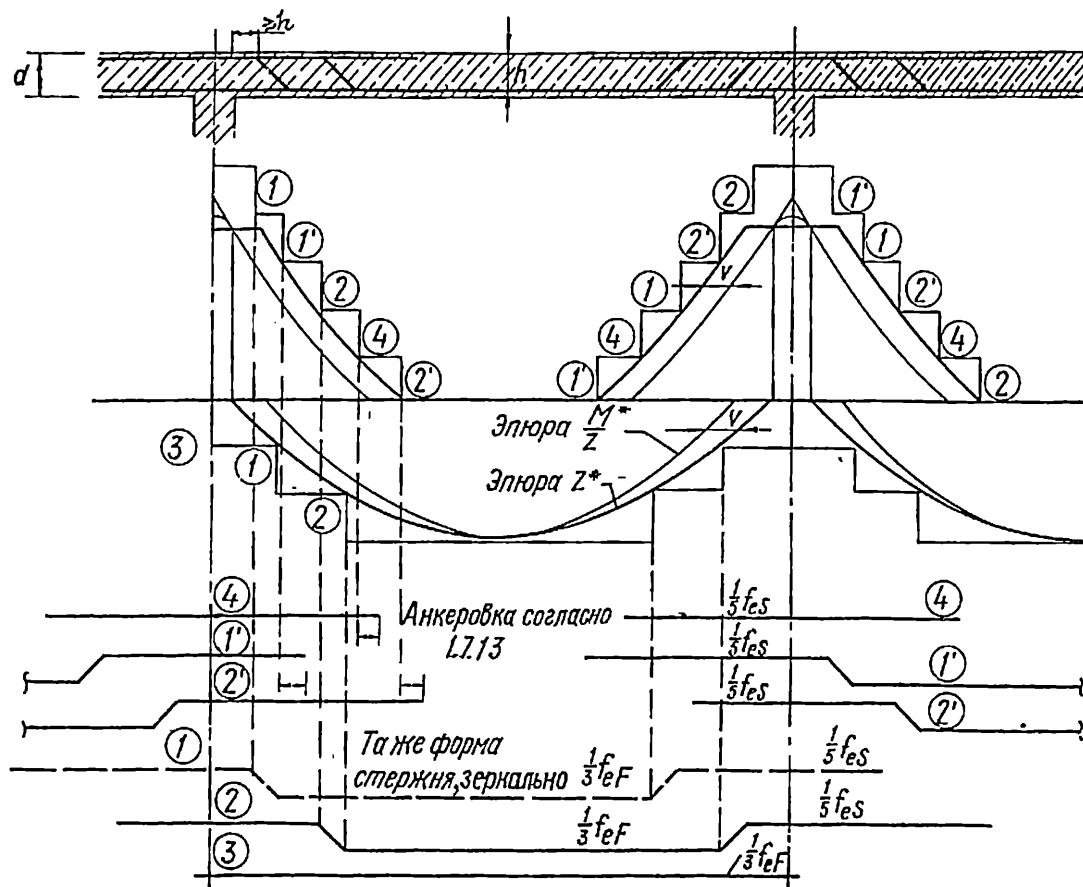


Рис.2.1.8 Армирование неразрезных плит: эпюра материала в случае стержневой арматуры

Если требуется арматура, работающая на скалывание, у сильно загруженных плит перекрытий, то она выполняется в виде хомутов, плоских каркасов или особых сеток с частично отогнутыми стержнями.

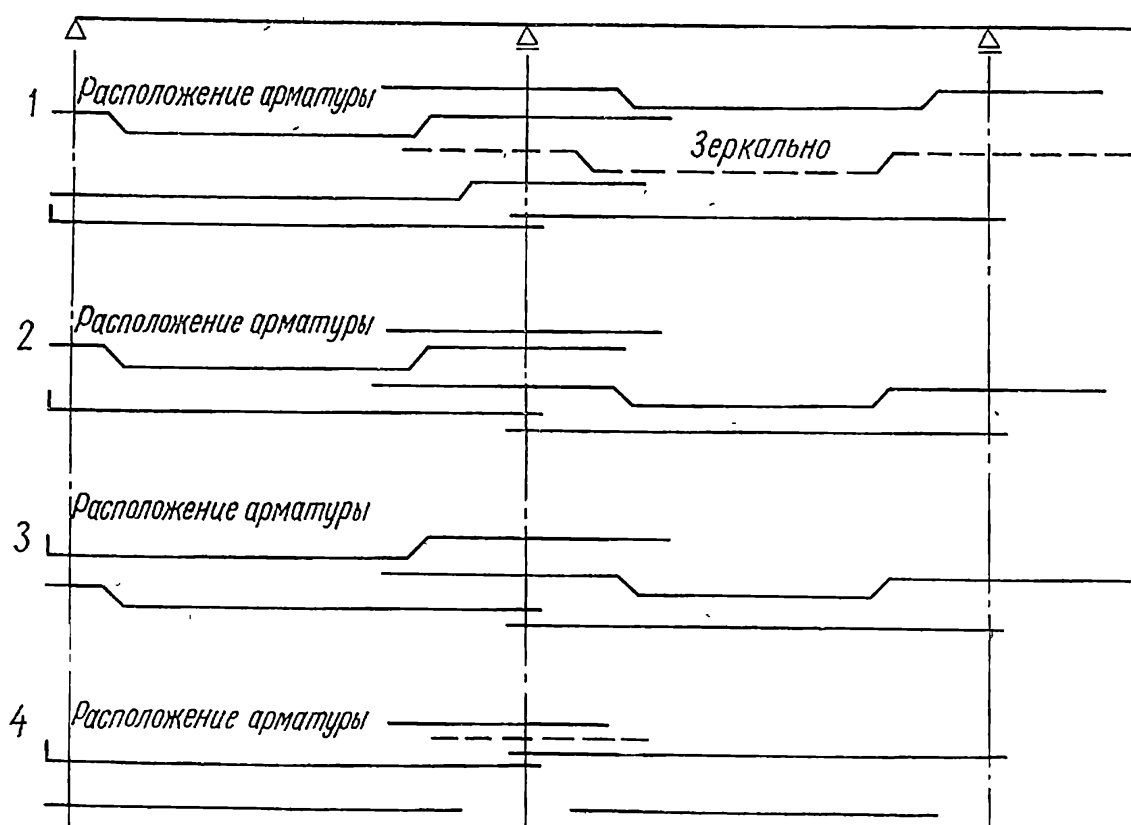


Рис.2.1 - 9. Возможные варианты раскладки арматуры у неразрезных плит

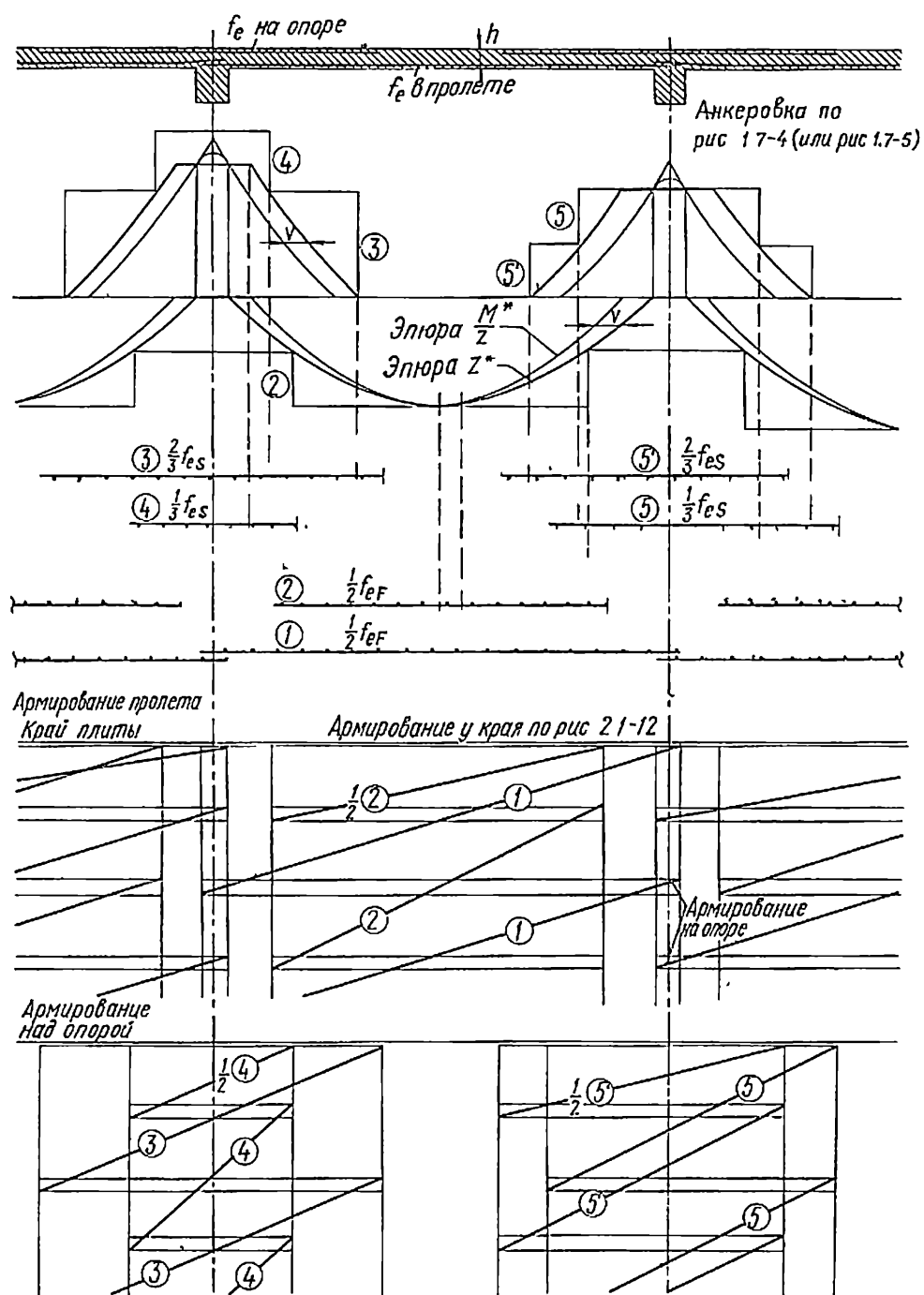


Рис.2.1-10. Армирование неразрезных плит: эпюра материала при армировании сетками

Крупногабаритные плиты рекомендуется армировать верхней конструктивной сквозной арматурой, которая служит для снижения раскрытия трещин, образующихся вследствие напряжений, вызванных усадкой и температурными изменениями. Иногда неразрезность умышленно нарушается и допускают образование трещин (швов) в середине опоры (однопролетные системы).

2.1.1.4 Поперечное армирование

1) Равномерно распределенная нагрузка

Если учитываются только равномерно распределенные нагрузки, то в качестве поперечной арматуры достаточно 20% основной арматуры, но не менее однако 3 ϕ по 7 мм на каждый метр при $R_{ак} = 22000 \text{ N/cm}^2$, 3 ϕ по 6 мм при $R_{ак} \sim 40000 \text{ N/cm}^2$, 4 ϕ по 4 мм при $R_{ак} \sim 50000 \text{ N/cm}^2$.

В зоне моментов на опоре вверху для неразрезных плит достаточно поперечная арматура, равная примерно 10% арматуры на опоре f_{est} .

2) Не учтенные расчетом моменты на опоре в поперечном направлении

Для учтенных расчетом опор (стен, ребер и т.п.), которые расположены параллельно пролету и образуют неучтенное опирание, необходимо уложить вверху арматуру $f_{ey} = f_{ex}$ на длине по $\ell_x/4$ в обе стороны от опоры (рис.2.I - II).

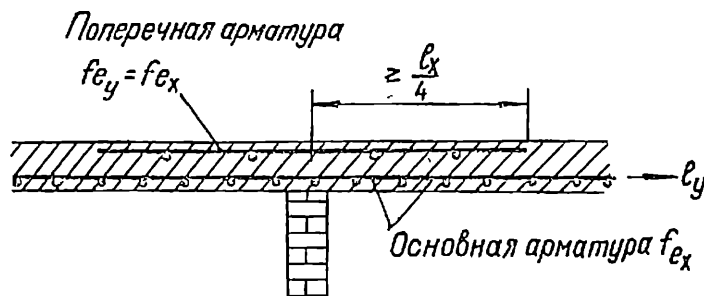


Рис.2.I - II. Поперечная арматура для неучтенных расчетом моментов на опоре m_y , например, над промежуточными стенами

2.1.1.5 Армирование по свободным краям

Свободные края должны быть охвачены хомутами, как показано на рис. 2.I - I2.

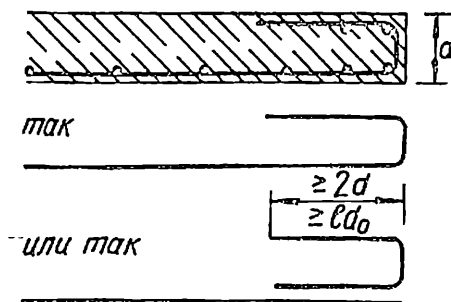


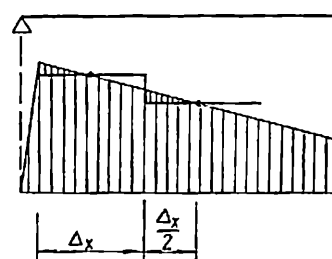
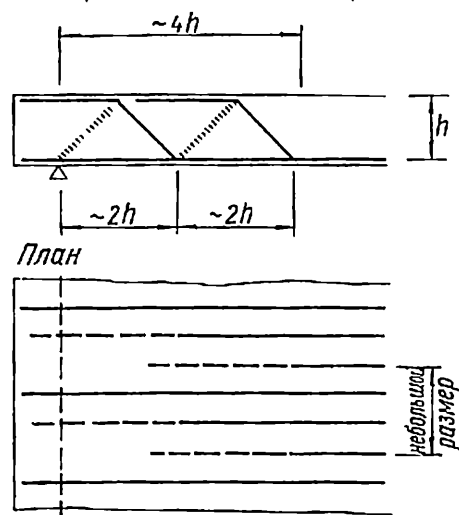
Рис.2.I - I2. Охватывающая арматура по свободным краям плит

Дополнительная краевая арматура служит для восприятия возможных краевых нагрузок, а также усадочных и температурных напряжений. Так как на свободных краях под равномерной нагрузкой возникают несколько большие прогибы, чем в остальных зонах плиты, рекомендуется также усиливать основную арматуру в краевых зонах.

2.1.1.6 Армирование плит на усилия скалывания

Толщина плит принимается такой, чтобы не требовалось арматуры, работающей на скалывание. Если в особых случаях последняя потребуется, то при равномерно распределенной нагрузке она должна распределяться лишь по длине, равной $\approx 4h$ от опоры. Такое расстояние соответствует примерно зоне однопролетной балки, в которой $M/Q h \geq 6$. При умеренных касательных напряжениях достаточны, например, только отгибы (рис.2.1 - 13,а), при более высоких касательных напряжениях рекомендуется установка хомутов шагом $\ell_x \leq 0,8d$ и $\ell_y \leq 40$ см или же $\leq 0,8d_0$ при $d > 40$ см (рис.2.1 - 13,б).

а) Умеренные касательные напряжения



Распределение поперечной арматуры

$\Delta x < 2h$ средние касательные напряжения ($\tau_o - \tau_{oc} \leq 0,5 \text{ и } \tau_o^*$)

$\Delta x < h$ высокие касательные напряжения ($\tau_o - \tau_{oc} > 0,5 \text{ и } \tau_o^*$)

б) Высокие касательные напряжения

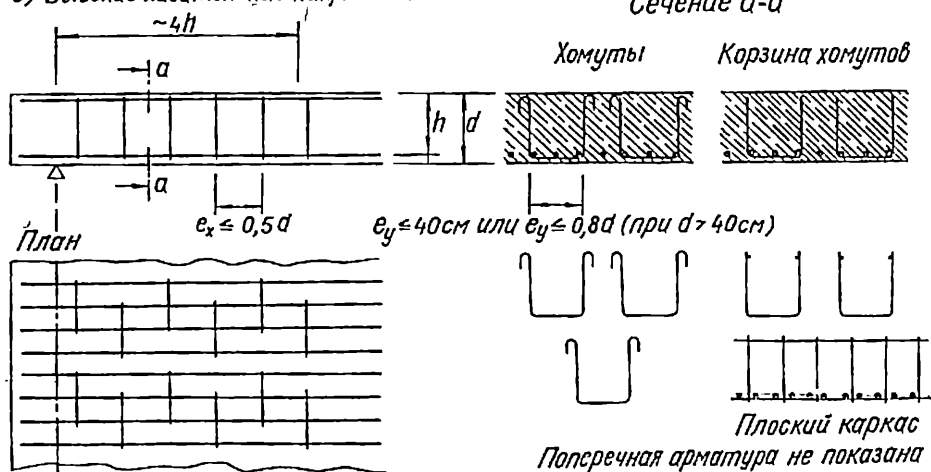


Рис.2.1 - 13. Расположение в плитах арматуры, работающей на скалывание

При отгибах арматуры, уложенной с большим шагом стержней, расстояния между этими отгибами могут быть слишком велики, в таком случае лучше применить поперечную арматуру в виде хомутов или плоских каркасов.

Если в плитах возникают высокие касательные напряжения (например, при однопролетных плитах с $\ell/h < 8$ под равномерно распределенной нагрузкой), их лучше воспринять хомутами.

Для армирования на скалывание в примерах, приведенных на рис. 2.1-13, можно уменьшить значения величины смещения $V = 1,5h$ на величины, указанные в табл. 1.10 или рис. 1.7 - 2.

2.1.1.7 Учет сосредоточенных нагрузок

Сосредоточенные нагрузки вызывают в плитах поперечные силы в обоих направлениях. Кроме неравномерно распределенных моментов m_x , в направлении пролета возникают большие поперечные моменты m_y , для которых необходимо подобрать сечения поперечной арматуры.

При больших сосредоточенных нагрузках моменты m_x и m_y могут быть получены, пользуясь поверхностями влияния, например [2.3], или взяты из таблиц.

Для плит, применяемых в гражданском строительстве, можно определить усилия по расчетной эквивалентной ширине b_m , которая определена таким образом, чтобы полоса плиты шириной в b_m при таком же максимальном значении m_x воспринимала такой же общий момент, как и рассматриваемая плита (рис. 2.1-14, а). Балочный момент балки M_x , таким образом, распределяется на ширину b_m т.е.

$$m_x = \frac{M_x}{b_m} \left[\text{МПа м/м} \right].$$

Для b_m в литературе имеются различные данные, например [2.4], простое соотношение в зависимости от расположения нагрузки приведено в [2.5] (см. рис. 2.1-15):

$$b_m = t + \alpha \cdot \ell_x \left[1 - 4 \left(\frac{x}{\ell_x} \right)^2 \right],$$

где ℓ_x - величина пролета;

x - расстояние равнодействующей нагрузки от середины пролета ($x \leq 1/3 \ell_x$);

α - 0,75 при однопролетных плитах;

α - 0,50 при неразрезных и защемленных плитах.

При $\alpha = 0,375$ получают приближенно из балочной поперечной силы Q поперечную силу на единицу ширины в плите:

$$q_x = \frac{Q}{b_m} \left[\text{МПа м/м} \right].$$

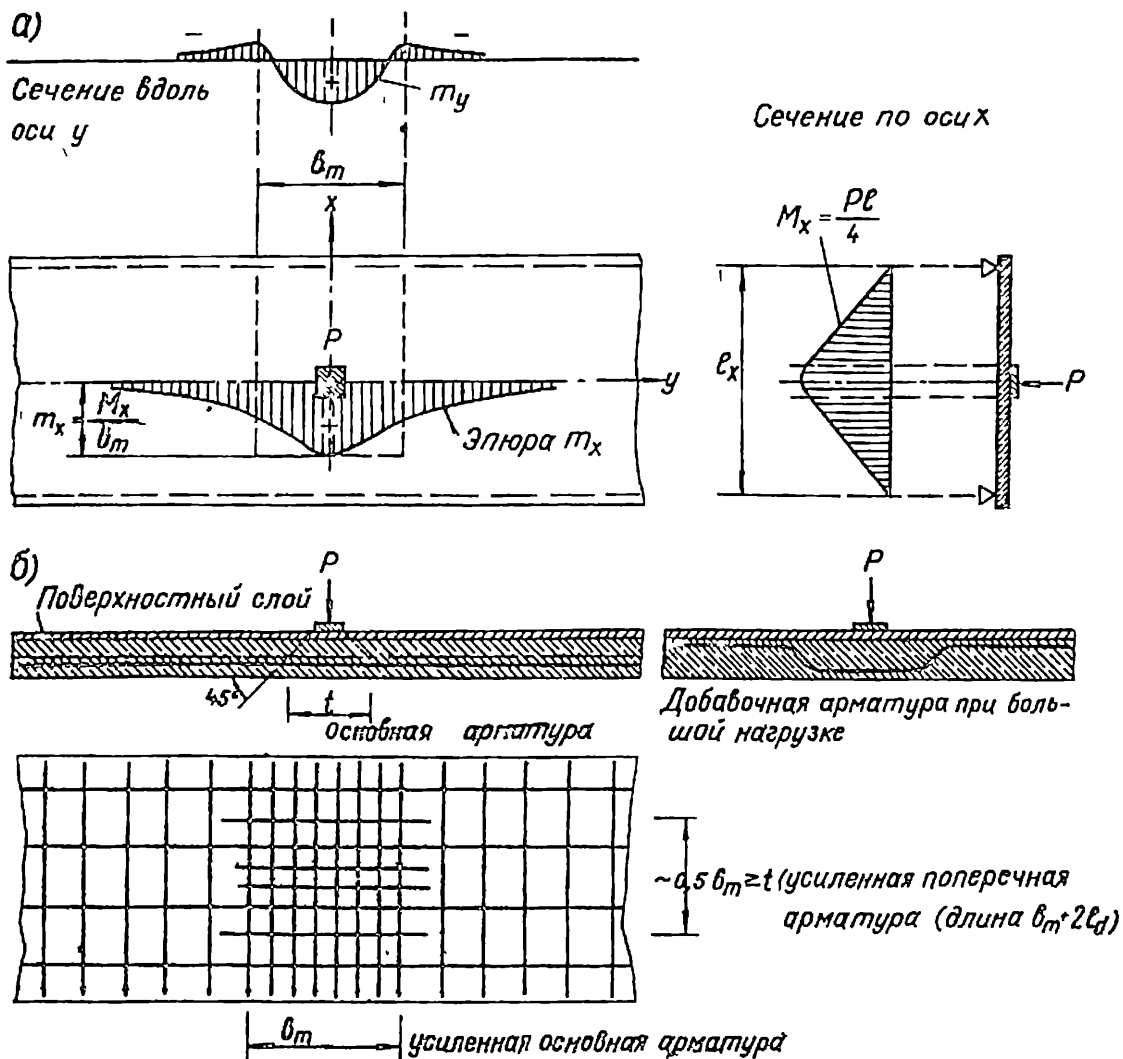


Рис. 2.1 - 14. Учет сосредоточенных сил для длинных плит, опертых по двум сторонам (а) и принципиальная схема их армирования (б)

Основная арматура f_{ex} для m_x распределяется по ширине b_m (рис. 2.1-14, б). Для восприятия моментов m_y достаточна арматура

$$f_{ey} \approx 0,6 f_{ex} ,$$

причем f_{ex} есть часть основной арматуры, обусловленная сосредоточенной нагрузкой. Она распределяется в направлении оси Y при длине, равной $b_m + 2a$ (a - длина заделки), на ширину $0,5 b_m$; частично при больших нагрузках она может быть отогнута. При необходимости должна быть произведена проверка плиты на продавливание.

Если сосредоточенная нагрузка находится близко к свободному краю, то надо вводить в расчет сокращенную ширину $\eta ed - b_m$ (рис. 2.1 - 15). Рекомендуется в данном случае арматуру распределить в постепенно убывающем количестве по длине $y \approx 3 \cdot \eta ed - b_m$, считая от края плиты (рис. 2.1 - 16).

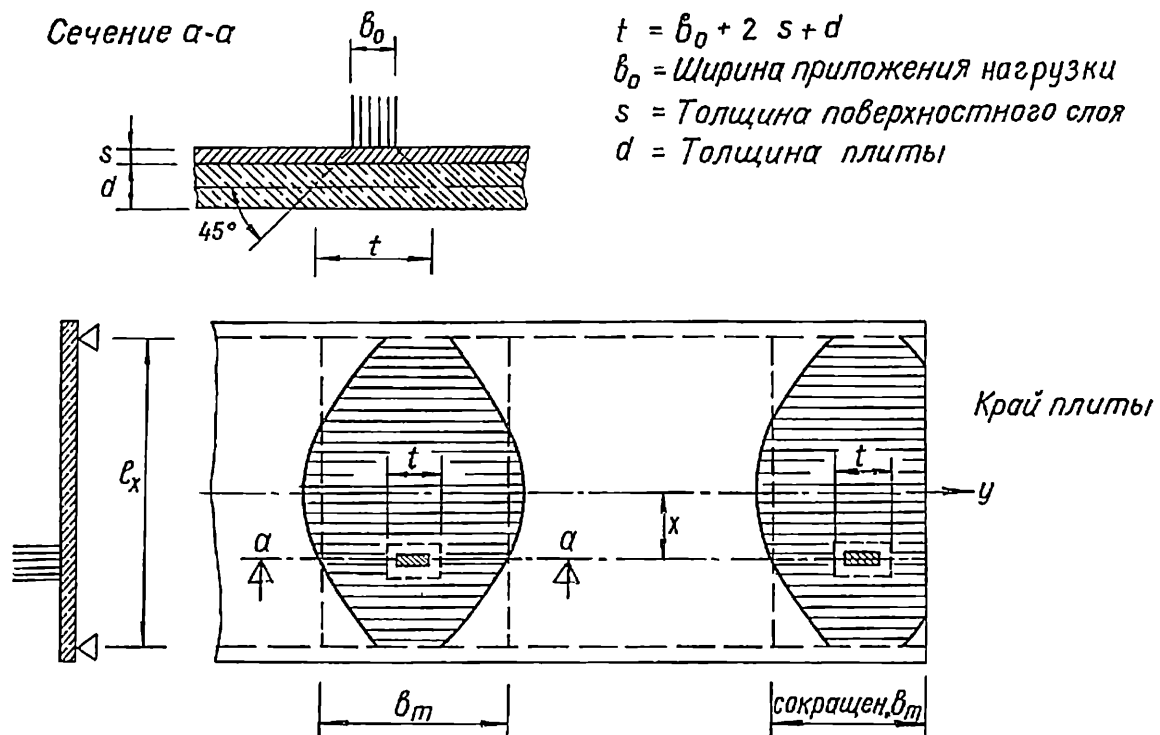


Рис.2.1 - 15. Расчетная эквивалентная ширина при сосредоточенных и распределенных по отрезку нагрузках для двусторонне опертых плит [2.5]

У плит с $l_y < 3 \cdot \text{red } b_m$ арматура распределяется по имеющейся ширине. Соответствующие этому поперечные моменты m_y здесь отрицательны, сечение верхней арматуры в средней трети ширины пролета должно составлять $f_{ey} = 0,1 f_{ex}$, а ее длина в направлении оси y около $3 \cdot \text{red } b_m$.

Сосредоточенные нагрузки на консольных плитах. У защемленного края момент следует распределять на ширину $b_m \approx t + 2x$ (рис.2.1 -17), причем отсюда вытекает момент для подбора сечений

$$m_x = \frac{P \cdot x}{t + 2x} \left[\text{МПа м/м} \right].$$

Арматура распределяется по ширине b в средней трети более плотно. Здесь также надо уложить нижнюю арматуру в поперечном направлении сечением $f_{ey} = 0,6 f_{ex}$. На поперечных краях консольных плит, которые рассчитаны на распределенную нагрузку с учетом возможных краевых нагрузок, арматура для консоли усиливается на ширине, равной $1/3 l_k$.

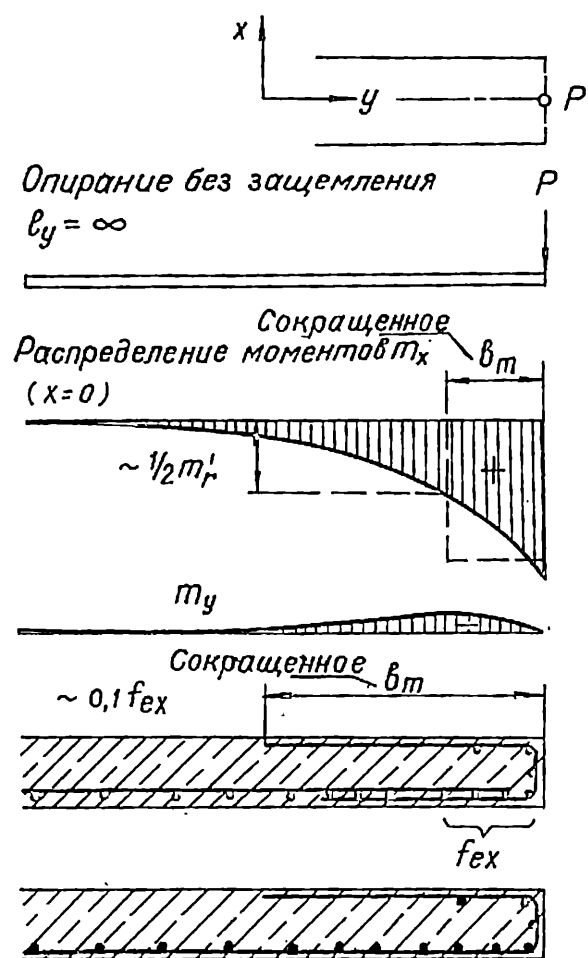


Рис.2.1 - 16. Сосредоточенная нагрузка P на краю плиты с эспрами по двум сторонам

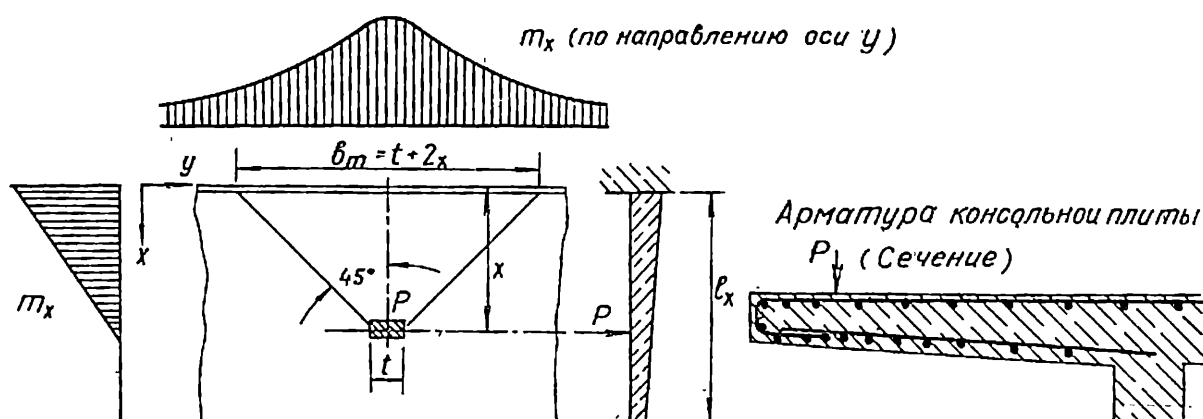


Рис.2.1 - 17. Расчетная эквивалентная ширина плиты при сосредоточенной нагрузке на консольных плитах

2.1.1.8 Плиты с опорами по двум сторонам с квадратными проемами

Работа плит перекрытий с проемами в значительной мере зависит от системы перекрытия, положения, размеров и формы проема.

Плиты с квадратными проемами рассчитываются и армируются приближенно по балочным моментам для мысленно выделенной несущей полосы согласно рис.2.1 - 18. При этом, однако, выполняются лишь условия равновесия.

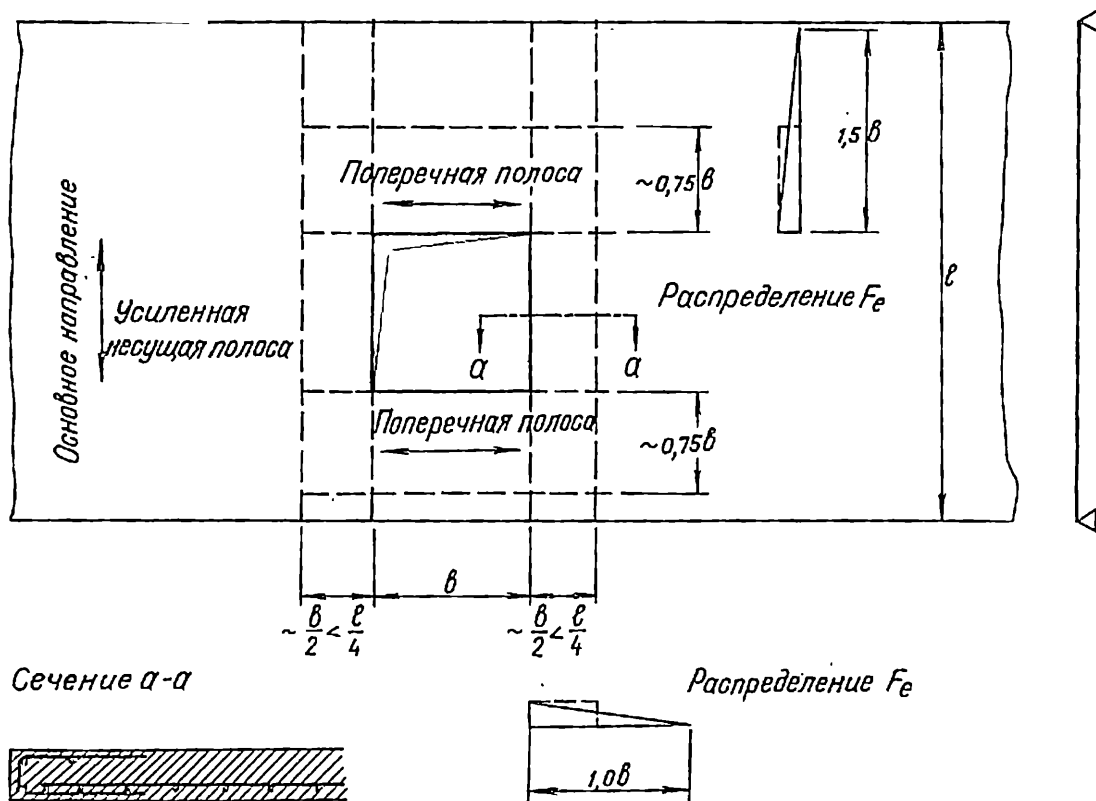


Рис.2.1 - 18. Предложение для приближенного расчета и армирования плит с квадратными проемами

Более точный метод расчета для свободно опертых плит с квадратными проемами в средней части, который также учитывает условия деформации, был разработан в [2.8].

2.1.2 Прямоугольные плиты, работающие в двух направлениях

Работу прямоугольных плит, опертых по четырем сторонам, иллюстрируют линии главных моментов, представленные на рис.2.1-19 и 2.1-20.

По осям симметрии плит они проходят параллельно краям, по углам - в основном параллельно биссектрисе (45°) и по нормали к ней (135°). Во всех остальных точках главные моменты отклоняются в той или иной

степени от этих направлений. При длинных плитах образуется широкая зона, в которой главные моменты направлены под прямым углом к осям симметрии плиты. В концевых зонах, напротив, отклонения направлений увеличиваются до 45 и 135°. У длинных плит ($l_y \geq 2 l_x$), следова-

- положительные главные моменты (растяжение в нижней части плиты)
- - - - отрицательные главные моменты (растяжение в верхней части плиты)
- · — · — главные знакопеременные моменты

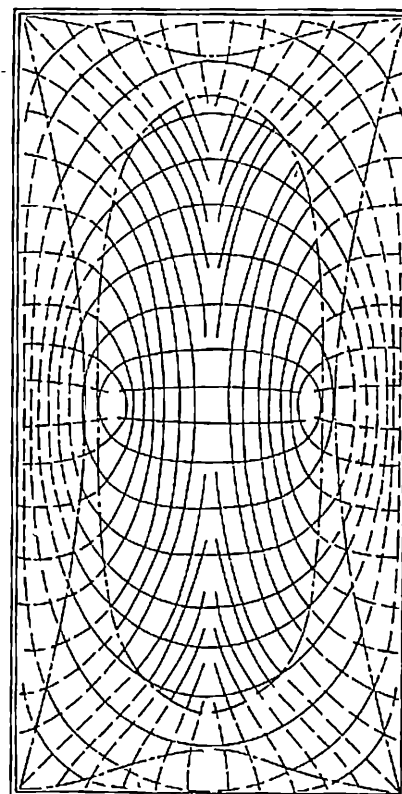
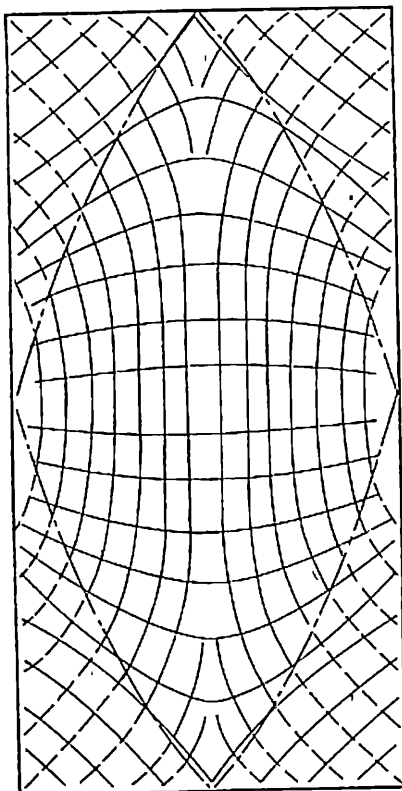
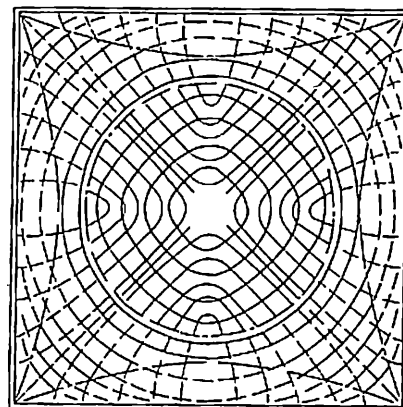
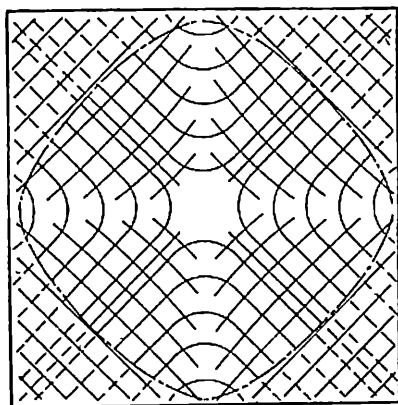


Рис.2.1 — 19. Линии главных моментов для свободно опертых по четырем сторонам прямоугольных плит под воздействием равномерно распределенной нагрузки, вычерченные в направлении вызванных ими нормальных напряжений

Рис.2.1 - 20. Линии главных моментов для защемленных по четырем сторонам прямоугольных плит под воздействием равномерно распределенной нагрузки

тельно, можно рассматривать среднюю зону как работающую в одном направлении, тогда как в концевых зонах, как у коротких плит ($l_y \lesssim 2l_x$), происходит также передача нагрузки на боковые (короткие) края. Это следует учитывать при армировании, в противном случае в угловых зонах возникнут местное перенапряжение и усиленное образование трещин. По поводу влияния отклонения направления арматуры от направления напряжения на величину раскрытия трещин до сих пор имеются лишь немногочисленные наблюдения проведенных опытов [2.9, 2.10]. Пока на основании работы [2.9] можно полагать, что отклонения от направлений до 20° имеют лишь малое влияние, тогда как отклонения в 45° приводят к двукратному раскрытию трещин, с чем следует считаться в особых случаях (например, при тяжелой нагрузке или больших пролетах).

Для определения усилий в прямоугольных плитах с опорами по четырем, трем или двум смежным сторонам при свободном опирании или полном защемлении имеются подробные таблицы, например [2.6, 2.7, 2.II до 2.I5].

Для определения мест теоретического обрыва стержней рекомендуются линии равных моментов [2.6].

2.1.2.1 Свободно опертые квадратные плиты

При свободном опирании углы плиты за пределами вписанной окружности (эллипса при прямоугольнике) загибаются под влиянием нагрузки кверху, если они не закреплены (рис.2.I - 2I).

Реакции сосредотачиваются в зонах касания окружности (эллипса) с контуром плиты.

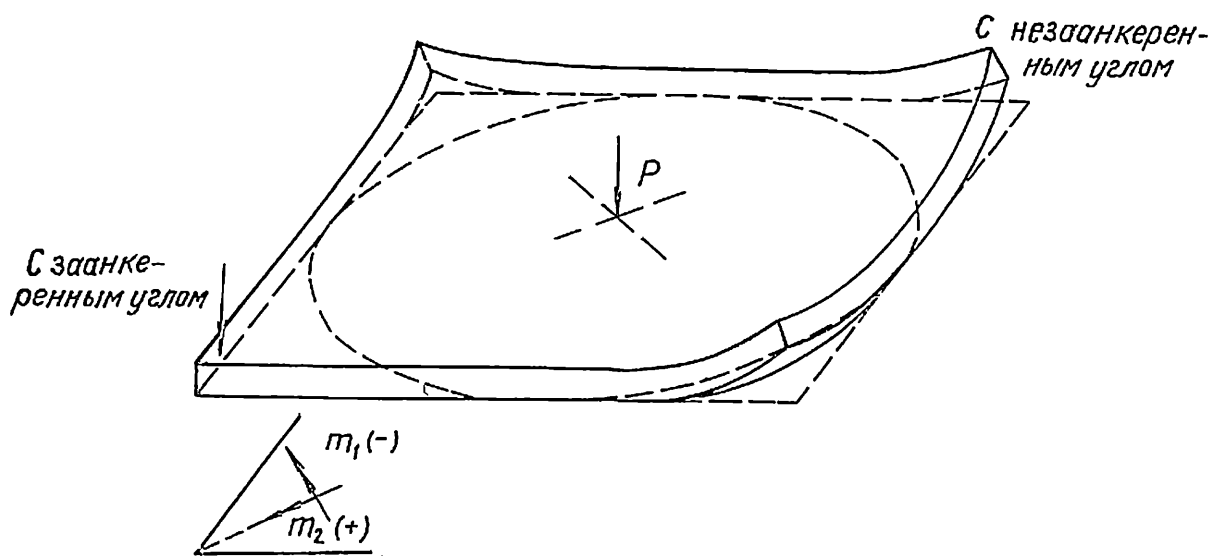


Рис.2.I - 2I. Свободно лежащая плита приподнимается по углам под нагрузкой, если она там не заанкерена

Если углы закреплены, то в зоне угла возникают примерно под углом 45° к сторонам главные моменты m_1 и m_2 , максимальное значение которых в углу равно m_{xy} , так называемому крутящему моменту ("направляющий" момент, так как он определяет направление и изменения направления главных моментов); m_1 по диагонали создает растяжение наверху, m_2 под прямым углом к нему создает растяжение внизу (рис.2.1 - 22).

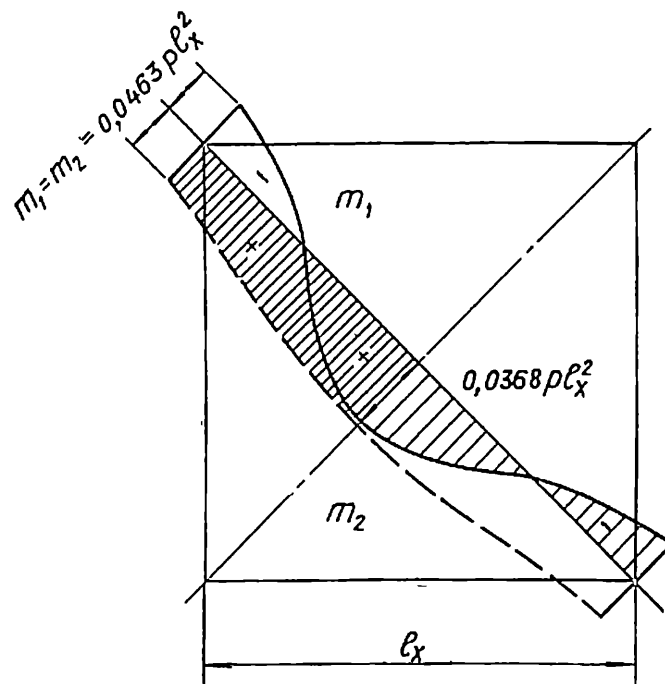


Рис.2.1 - 22. Эпюры главных моментов вдоль диагонали квадратной, свободно опертой плиты с заанкеренными углами (при равномерно распределенной нагрузке)

Правильные направления стержней арматуры при этом были бы под углами 45° и 135° к оси X , но это потребовало бы заготовки стержней разной длины. Поэтому чаще всего арматуру укладывают параллельно сторонам плиты. Верхняя арматура угловых зон должна быть тщательно закреплена по краям, например, путем ее отгиба (рис.2.1 - 23).

На практике свободное опирание почти никогда не реализуется. Кроме того, моменты m_{xy} сильно снижаются, если опоры в средних частях сторон плиты (там, где опорное давление велико) обладают хотя бы незначительной упругой податливостью [2.17], что почти всегда имеет место. Косо направленная арматура в углу, как показано на рис.2.1 - 23,б, и соответствующее полное заанкеривание углов на практике в таких случаях почти никогда не нужны. Увеличение пролетных моментов из-за отсутствия закрепления по диагонали должно, однако, учитываться усилением армирования на 25%.

Для слабого защемления по краям остаются в силе те же указания, как в разд.2.1.1.2.

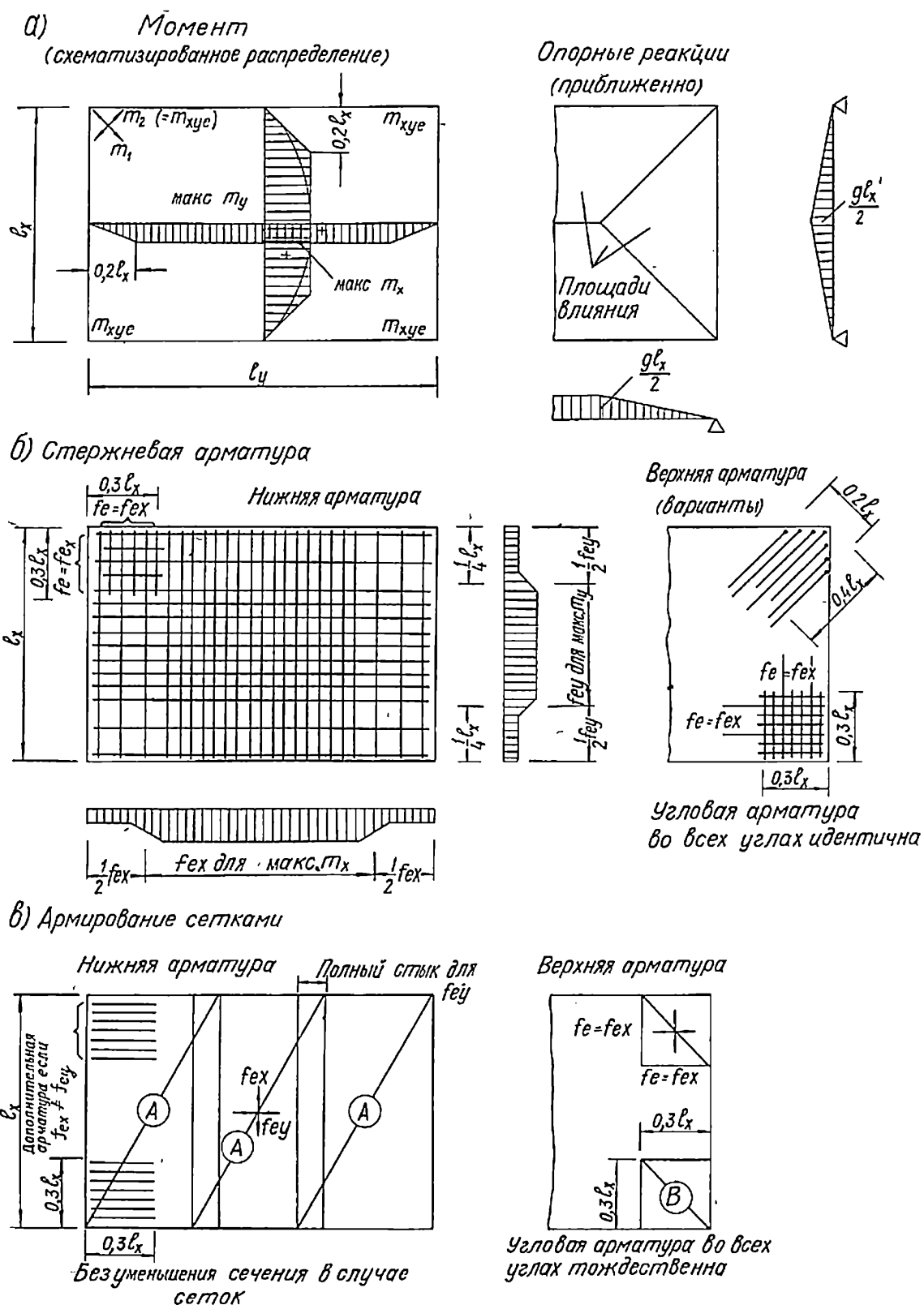
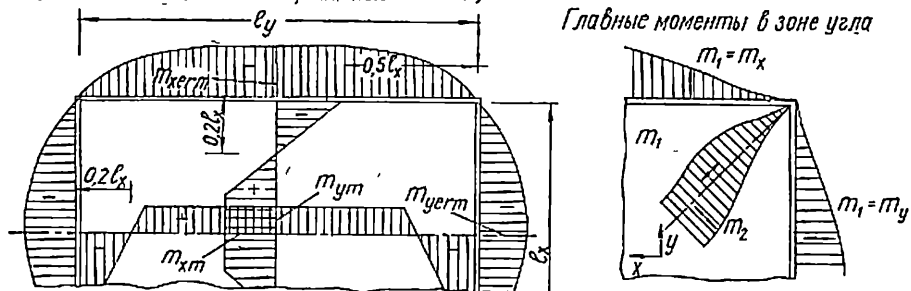


Рис.2.Г - 23. Армирование прямоугольной плиты, свободно опёртой по всем сторонам (равномерно распределённая нагрузка)

2.1.2.2 Защемленная по контуру или неразрезная прямо- угольная плита

Моменты защемления направлены под прямым углом к краям (рис. 2.1 - 20), диагональные угловые моменты незначительны, так что ко -

а) Моменты (схематизированные деления)



б) Стержневая арматура

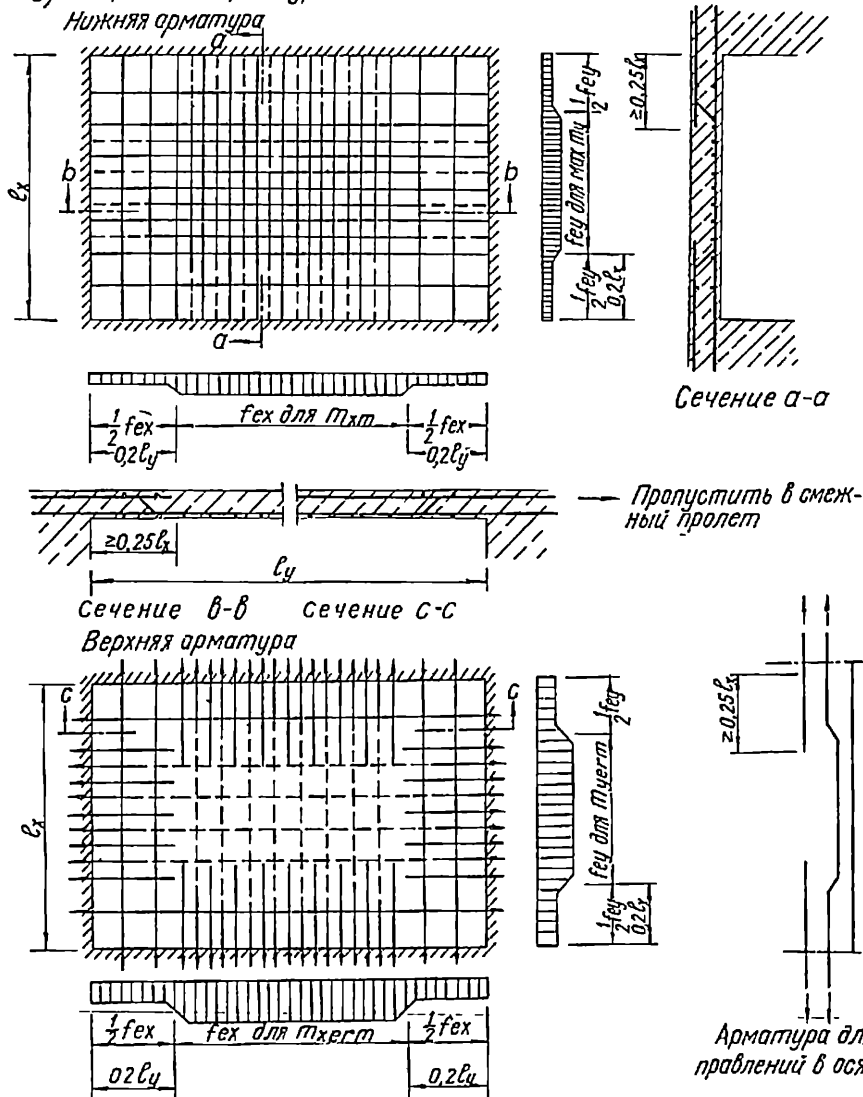


Рис.2.1 - 24. Стержневая арматура защемленной на контуре прямоугольной в плане плиты. Армирование сетками

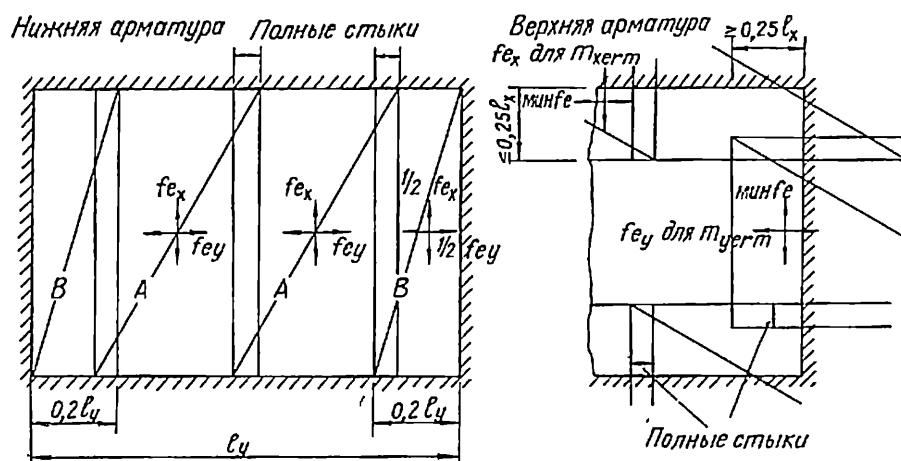


Рис.2.1 - 24в. Армирование сетками заделанной по контуру прямоугольной плиты (равномерно распределенная нагрузка)

сое угловое армирование и анкеровка углов необязательны. Надо довести до опоры только $1/3$ нижней пролетной арматуры; верхняя арматура по краям должна быть полностью заделана (рис.2.1 - 24).

2.1.2.3 Прямоугольные в плане плиты с опорами по трем сторонам

Направления главных моментов на опорах, так же как и у плит, опертых по четырем сторонам, зависят от рода опирания и от соотношения l_y/l_x . (рис. 2.1 - 25 и 2.1 - 26).

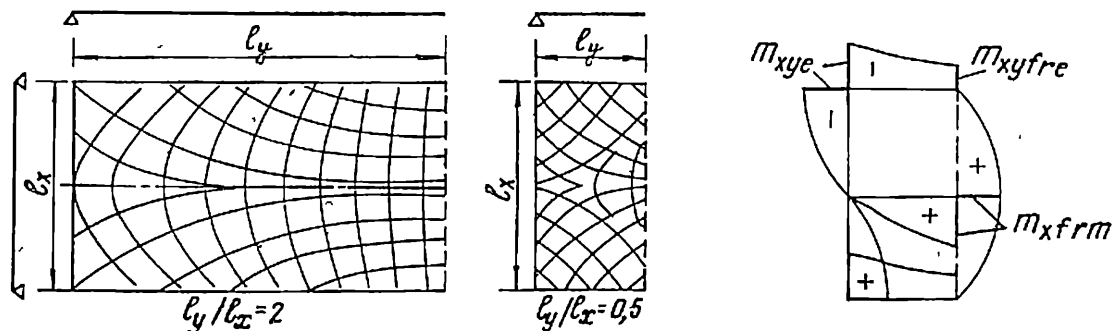


Рис.2.1 - 25. Линии главных моментов прямоугольных плит, свободно опертых по трем сторонам с одним свободным краем (для равномерно распределенной нагрузки)

При соотношении сторон $l_y/l_x < 0,5$ и при свободном опирании главные моменты в угловых зонах (направлены под углом $\sim 45^\circ$ к сторонам) будут больше, чем момент в середине свободного края.

В таких плитах необходимо, следовательно, иметь развитую угловую арматуру и надежно заанкеривать углы (рис.2.1 - 27).

В данном случае следовало бы отдать предпочтение верхней арматуре в направлении биссектрисы и нижней арматуре, перпендикулярной к ней, вместо армирования сетками, параллельными краям.

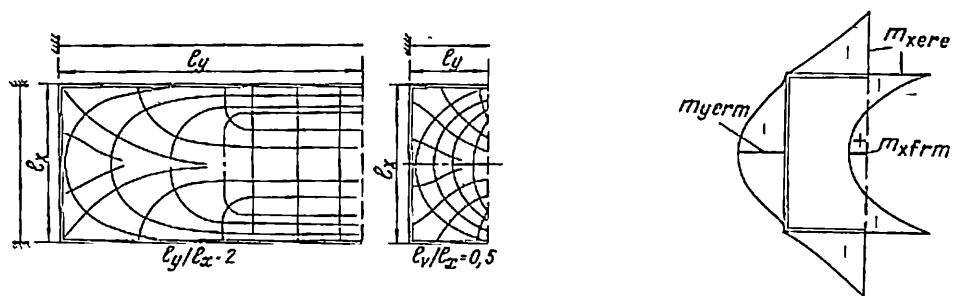


Рис.2.1 - 26. Линии главных моментов прямоугольных плит, полностью защемленных по трем сторонам с одним свободным краем (для равномерно распределенной нагрузки)

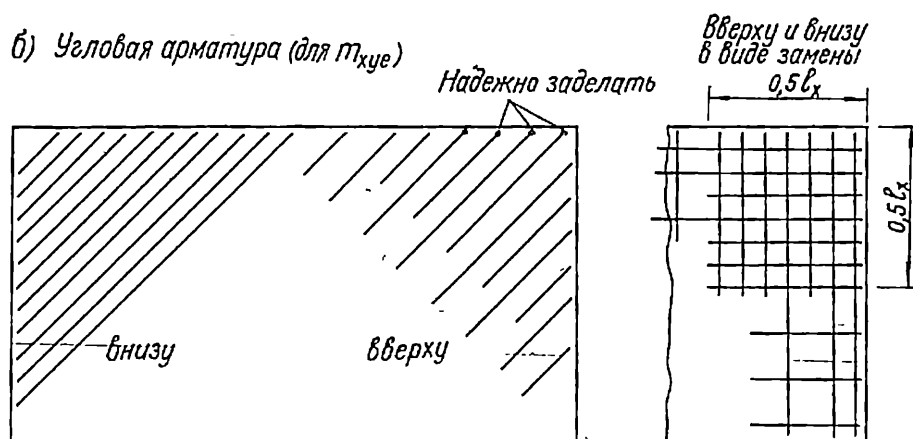
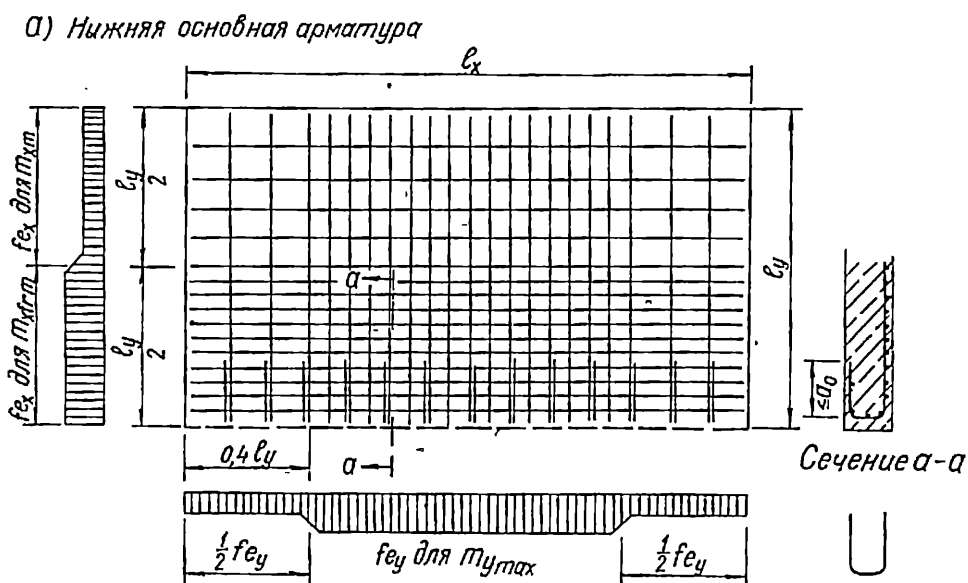
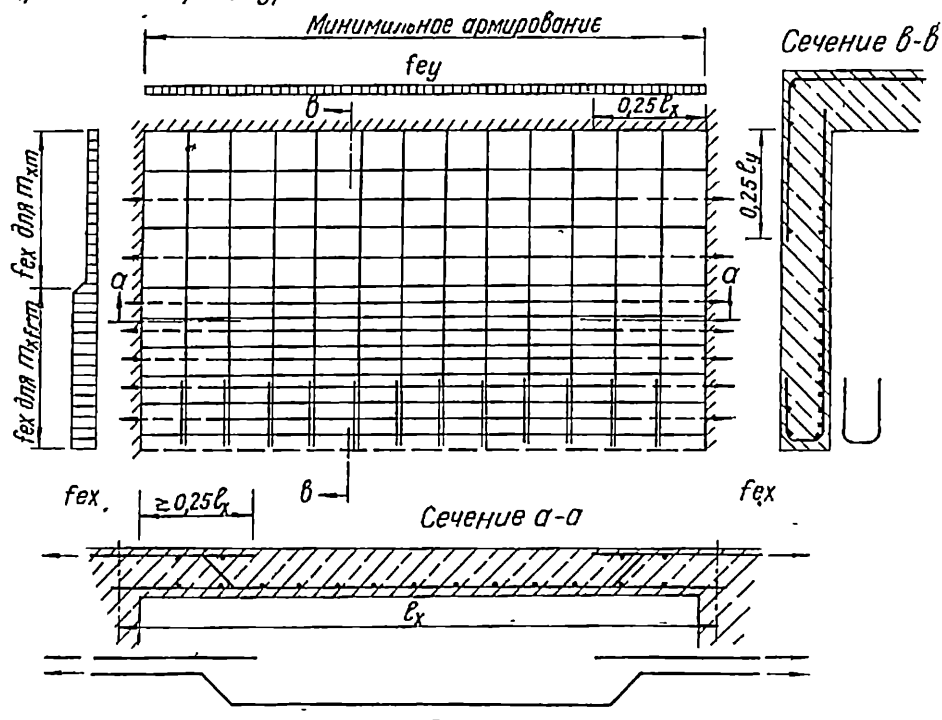


Рис.2.1 - 27. Армирование плит, свободно опертых по трем сторонам с одним свободным краем (для равномерно распределенной нагрузки)

а) Нижняя арматура



б) Верхняя арматура

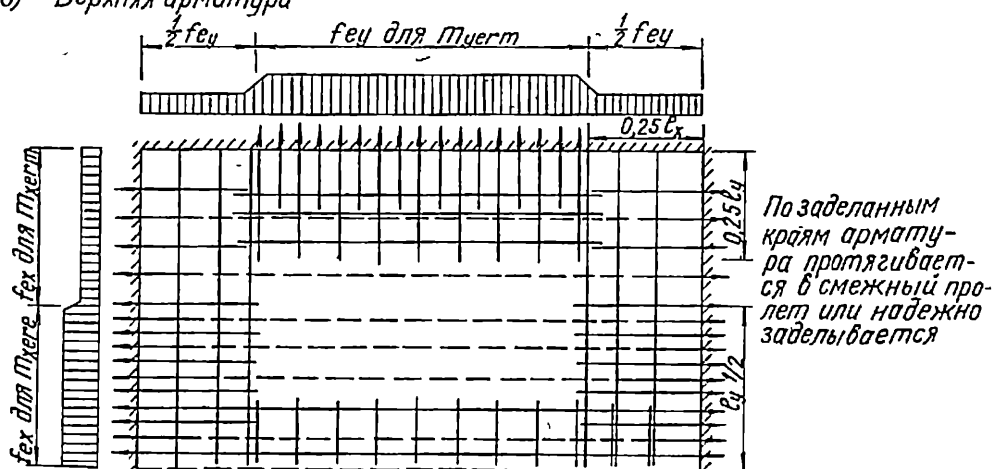


Рис.2.1 - 28. Армирование плит, полностью защемленных по трем сторонам, с одним свободным краем (для равномерно распределенной нагрузки)

При защемлении краев крутящие моменты в углах исчезают; поэтому особого армирования углов не нужно (рис.2.1 - 28).

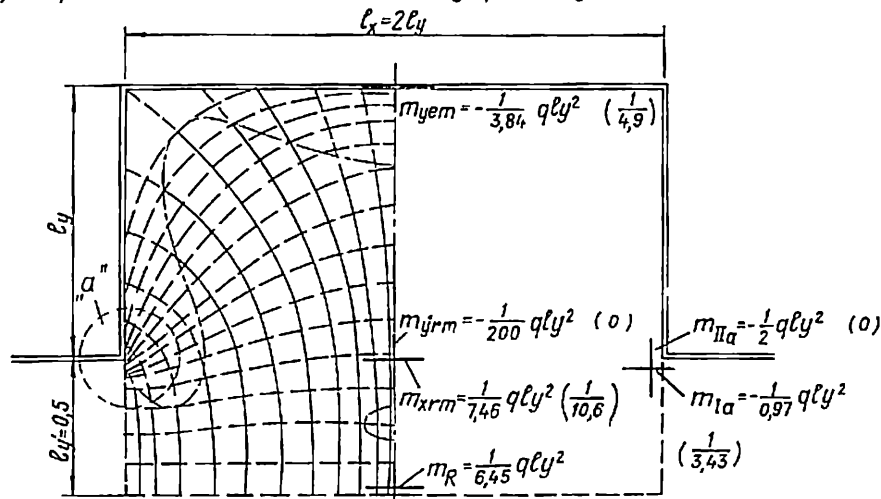
У свободного края нижнюю продольную арматуру f_{ex} следует укладывать плотней. Поперечную арматуру f_{ey} для охвата края отогнуть в виде хомутов. Если край подвергается воздействию температуры, рекомендуется добавить несколько боковых и верхних крайних стержней (рис.2.1 - 27 и 2.1 - 28).

2.1.2.4 Плиты, заделанные по трем сторонам, с консольно выступающим участком

В зоне точки "а" (рис.2.1 - 29) возникают в обоих направлениях большие главные моменты, которые надо воспринять усиленной верхней арматурой в направлении осей X и Y. Величины соответствующих внутренних усилий можно найти в [2.18]. Пример армирования, отвечающего этим усилиям, показан на рис.2.1 - 29.

Дополнительная верхняя арматура в зоне "а" должна укладываться на ширине $\ell_y/4$ в направлении "y" и $\ell_y/2$ в направлении "х". Проверки на продавливание для $\ell_y'/\ell_y \leq 1$ не требуется.

а) Направления главных моментов и внутренние усилия



Направления главных моментов

---- растяжение в нижней части плиты ———— растяжение в верхней части плиты

Внутренние усилия для $\ell_x/\ell_y/\ell_y' = 2/1/0,5$ (значения в скобках для $\ell_y' = 0$), для других соответствий $\ell_x/\ell_y/\ell_y'$ см [2.18]

б) Принцип расположения арматуры

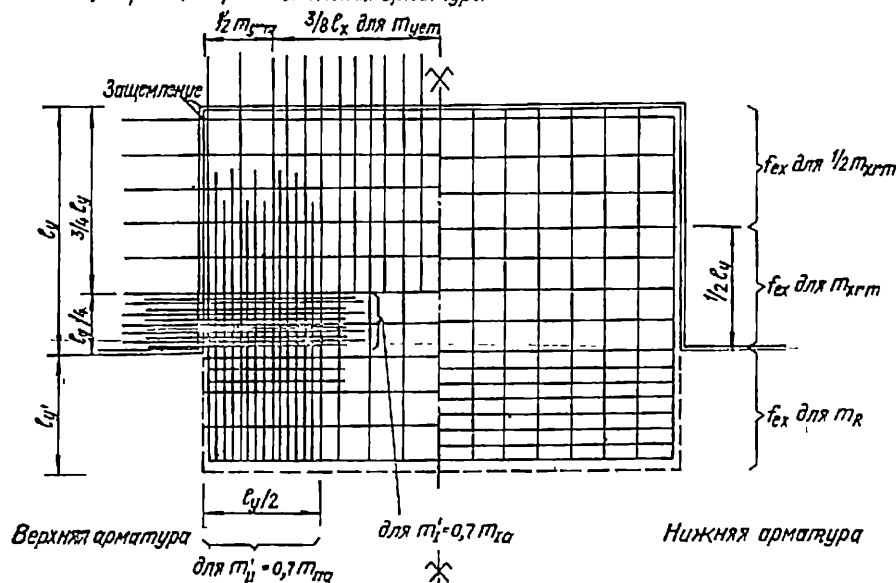


Рис.2.1 - 29. Изгибающие моменты и арматура плиты, заделанной по трем сторонам, с консольно выступающим участком

2.1.2.5 Консольно выступающая плита над углом двух стен

Такая плита особенно сильно напряжена в зоне опорного угла. Линии главных моментов в силу симметрии направлены здесь под углом 45 и 135° к направлению стен. Оба главных момента отрицательны и определяют верхнее армирование. Область косонаправленных главных моментов распространяется на расстояние, равное ℓ от опорного угла (рис.2.1 - 30).

В [2.19] предлагается удваивать параллельную краям арматуру, которая при равномерно распределенной нагрузке рассчитана над углом по ширине, равной $0,5 \ell$, на консольный момент, равный $q \ell^2 / 2$ (рис.2.1 30,г).

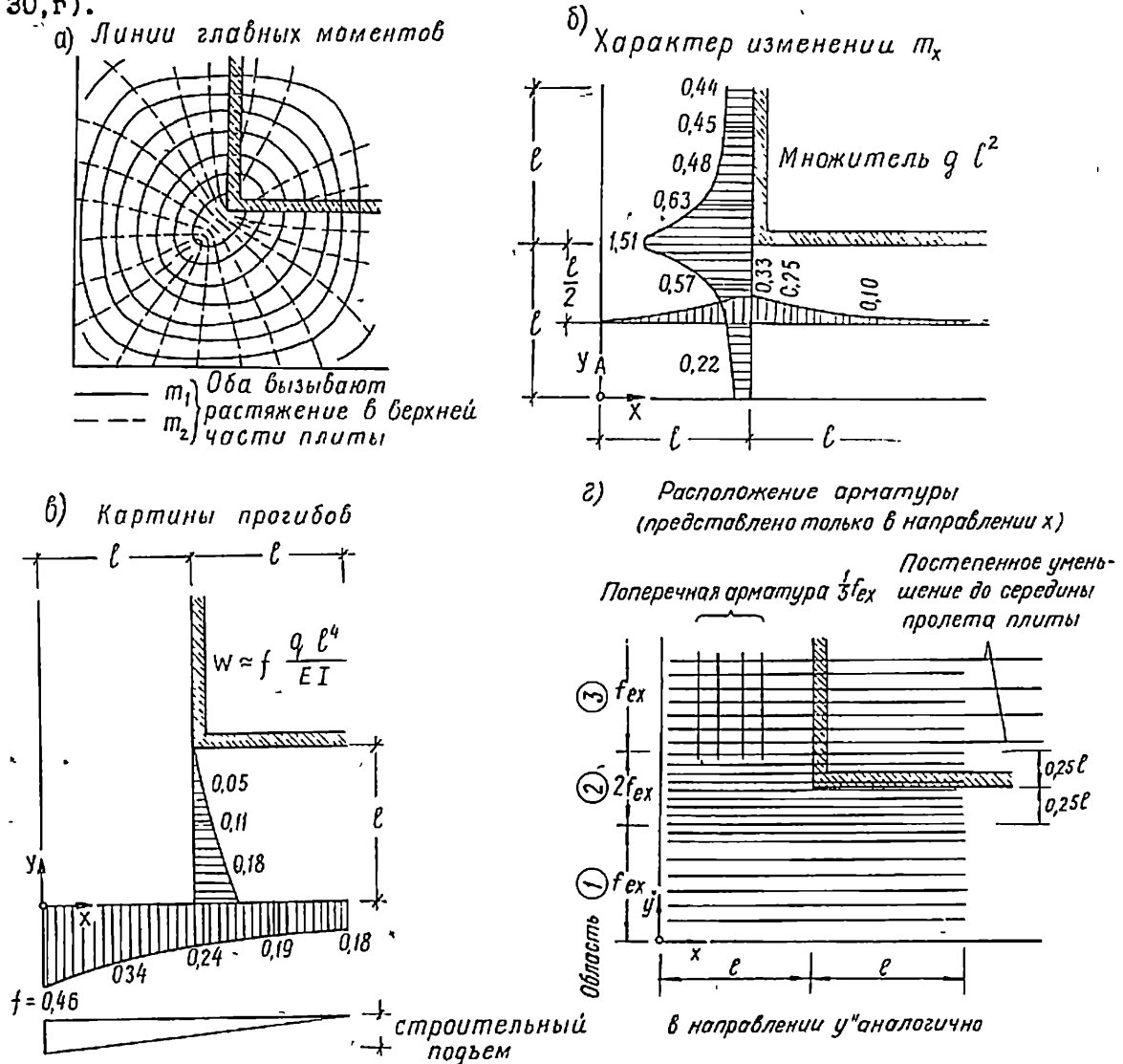


Рис.2.1 - 30. Линии главных моментов и арматура плиты, выступающей над углом стены

Нижняя и верхняя охватывающие арматуры свободных краев должны здесь укладываться на ширину $3d$ с малым шагом (см. разд.2.1.1.5).

Большие прогибы угла плиты компенсируются строительным подъемом опалубки начиная с расстояния $2d$ от угла (рис.2.1 - 30,в).

2.1.2.6 Плита с опорами на двух смежных сторонах над входящим углом

Свободно опертая плита [2.15а] требует надежной анкеровки в углу, способной воспринять усилие $A = 0,42 qa^2$, например, у квадратной плиты. Соответственно направлениям главных моментов (рис.2.1 - 31) необходима нижняя арматура от опоры к опоре в направлении под углом 135° к сторонам плиты и верхняя арматура под углом 45° к ним. Концы арматуры должны быть надежно закреплены (рис.2.1 - 32). По сравнению с арматурой, параллельной краям, такое армирование в силу косо го направления главных моментов обеспечивает значительно бóльшую жесткость [2.16]. Свободные края следует охватить непрерывной арматурой.

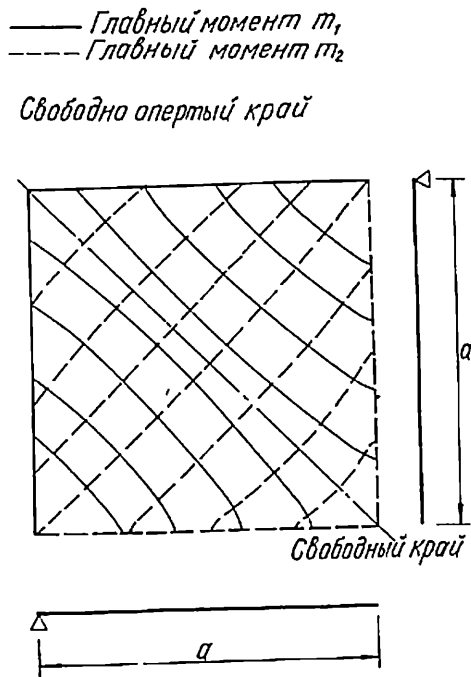


Рис.2.1 - 31. Линии главных моментов в свободно опертой плите над входящим углом стены

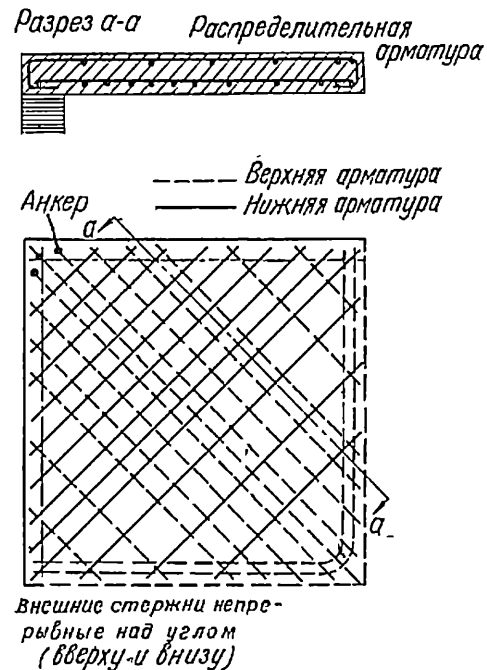


Рис.2.1 - 32. Основная арматура

Плита, заделанная по двум краям [2.15в], может приближенно рассматриваться как разрезанная по диагонали из угла опоры (рис.2.1 - 33). Обязательной является, главным образом, верхняя консольная арматура в направлениях "х" и "у", которая заделана на краю с опорой и загнута в качестве обрамления на свободном краю (рис.2.1 - 34).

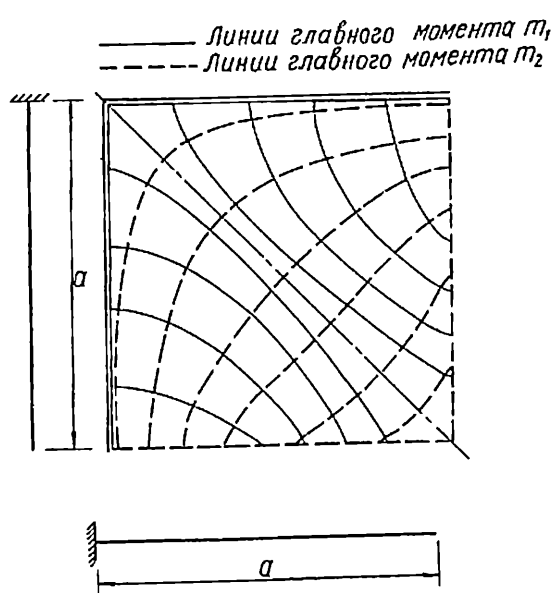


Рис.2.1 - 33. Линии главных моментов в плите, защемленной над входящим углом

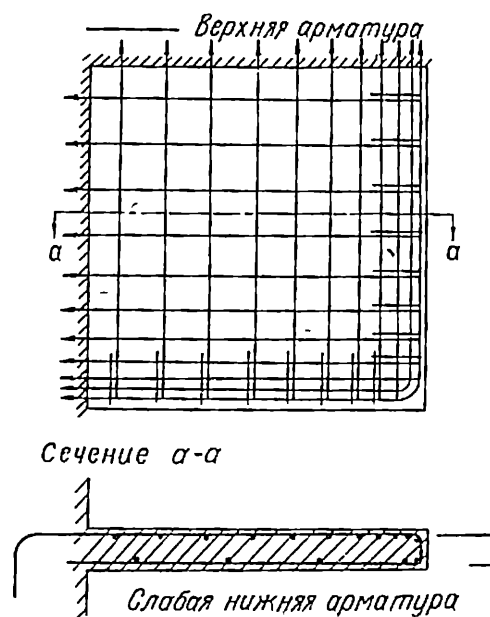


Рис.2.1 - 34. Основная арматура

2.1.2.7 Плита, опертая на отдельных опорах

Плоские плиты перекрытий (без капителей) [2.20]

Несмотря на радиальные и кольцевые направления главных моментов у опор (рис.2.1 - 35), армируются в направлениях "х" и "у" надопорные и пролетные полосы.

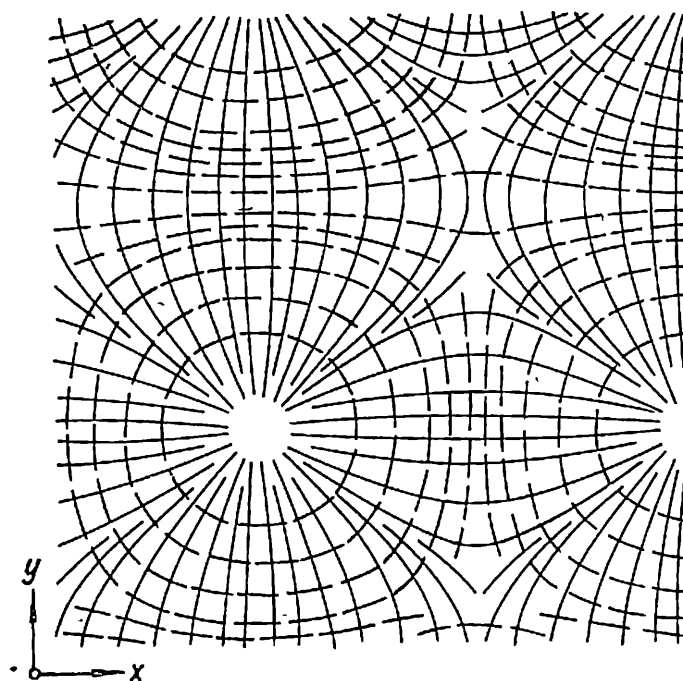


Рис.2.1 - 35. Направления главных моментов у плоских плит перекрытий на отдельных опорах под воздействием равномерно распределенной нагрузки

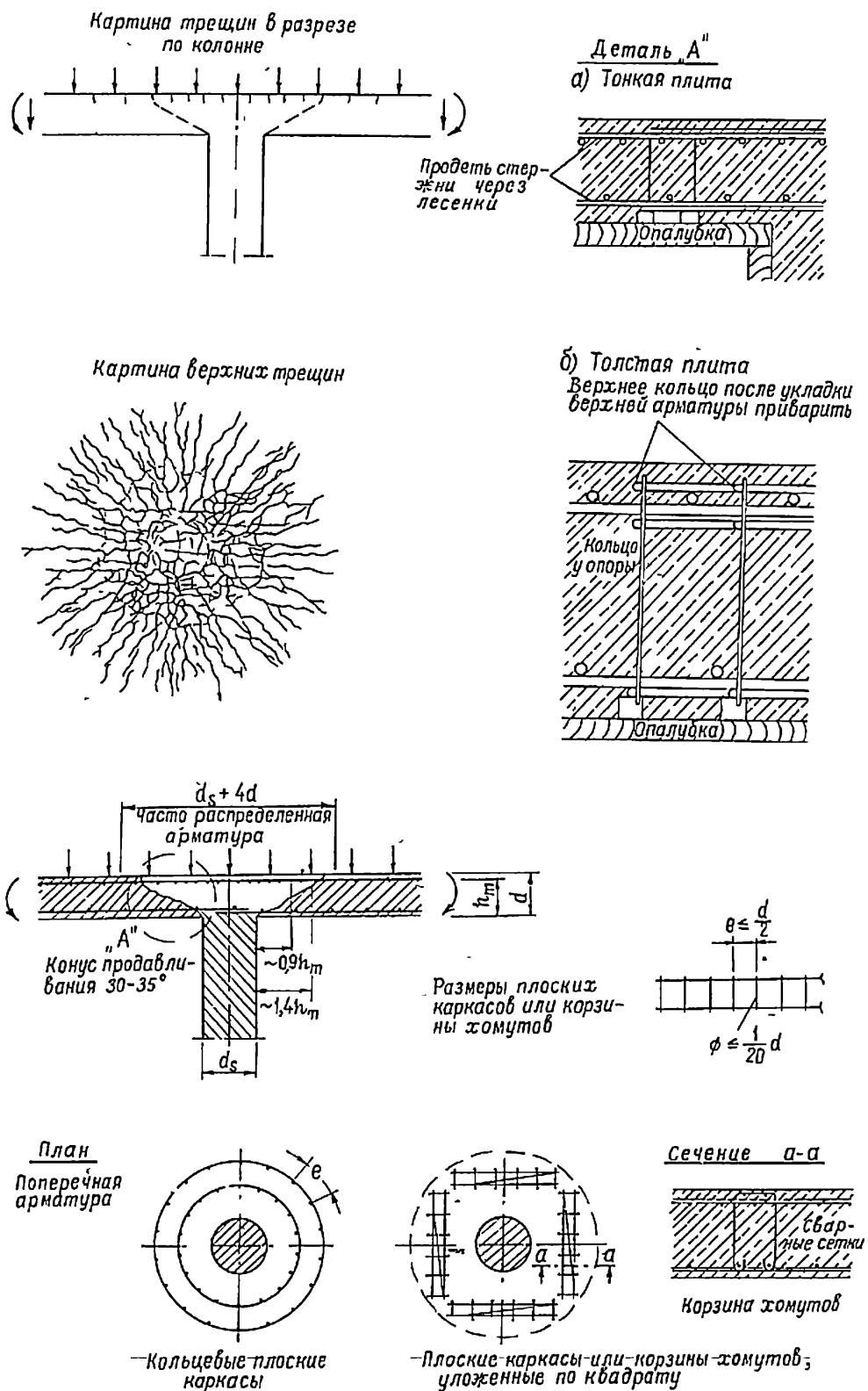


Рис.2.1 - 36. Армирование плоских плит перекрытия при наличии больших напряжений на сдвиг

Одна треть нижней арматуры пролетных и надпорных полос продолжается понижу непрерывно. Верхняя арматура должна быть хорошо распределена, особенно в зоне опоры на ширине, равной $b = d_s + 4d$, т.е. иметь малые ϕ и малые размеры шага $a \leq \frac{d}{2}$. Арматура против продавливания должна быть выполнена в виде "кольцевых лесенок" из вертикальных тонких прутиков $\phi \leq \frac{1}{20} d$, которые приварены (заделаны) к верхним и нижним стержням. Такие "лесенки" сгибаются в кольца и (рис.2.1 - 36) встраиваются в пределах конуса продавливания (30° от края опоры).

Могут быть применены также хомуты, которые, однако, должны охватывать хотя бы один ряд как верхней, так и нижней арматуры. Косо отогнутые вверх стержни не столь эффективны. Избежать продавливания можно также путем увеличения площади конуса разрушения посредством установки над опорой жесткой стальной пластины (рис.2.1 - 37).

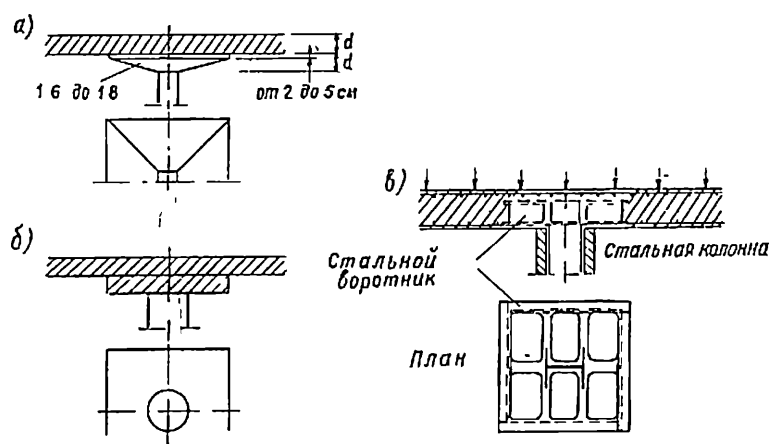


Рис.2.1-37: Защита от продавливания, достигнутая утолщением плиты у колонны (а) или с помощью жесткой стальной пластины (б), либо стального воротника (в)

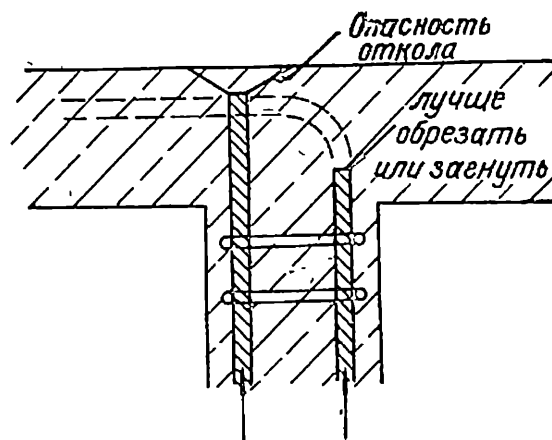


Рис.2.1 - 39. Окрепление края стальной для свободной поверхности бетона

В США для усиления часто применяются стальные профили, так называемые "оголовки на срез".

Арматурные стержни колонн не должны оканчиваться слишком близко к поверхности плиты, так как давление на конце приведет к отколу бетона (рис.2.1 - 38).

2.1.3 Треугольные плиты

Для расчета внутренних усилий треугольных плит в настоящее время имеется ряд табличных данных (2.7, 2.12, 2.21). Для равносторонних треугольных плит линии главных моментов приведены на рис.2.1 - 39 для свободно опертых краев и на рис.2.1 - 40 для защемленных краев.

Направления главных моментов и внутренние усилия

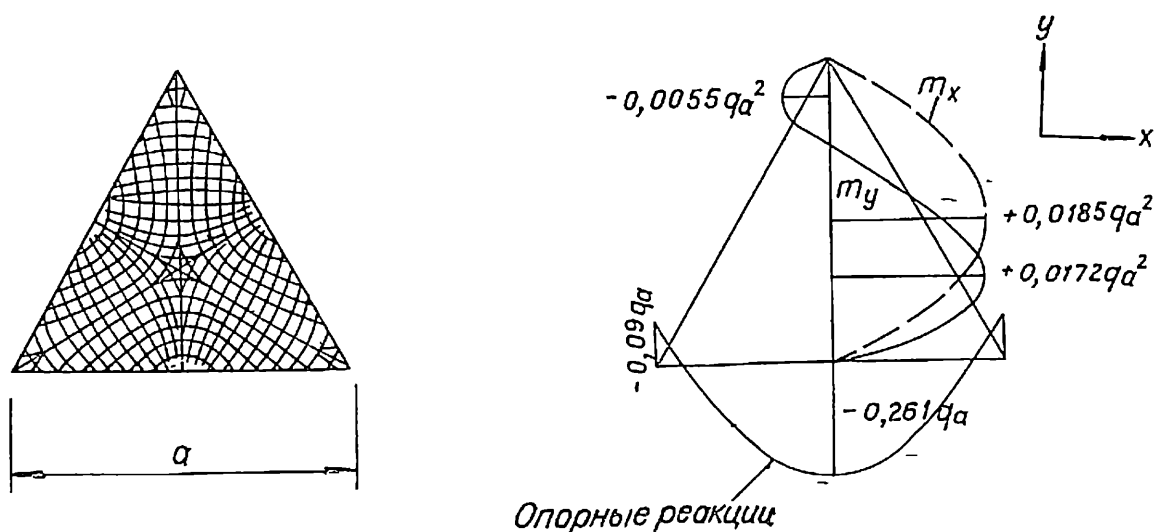


Рис.2.1 - 39. Направления главных моментов равносторонней треугольной плиты при свободном опирании по периметру

Для свободного опирания выгодными были бы внизу группы стержней по трем направлениям параллельно краям. Верхняя арматура угловых зон должна располагаться в направлении биссектрис (рис.2.1 - 41а). Если, предположим, армировать плиту прямоугольной сеткой (рис.2.1 - 41б), то надо допустить отклонения направлений стержней арматуры от направлений главных моментов на угол до 30° и подбирать сечения с учетом этих отклонений, например, по [2.10]

Направления главных моментов и внутренние усилия

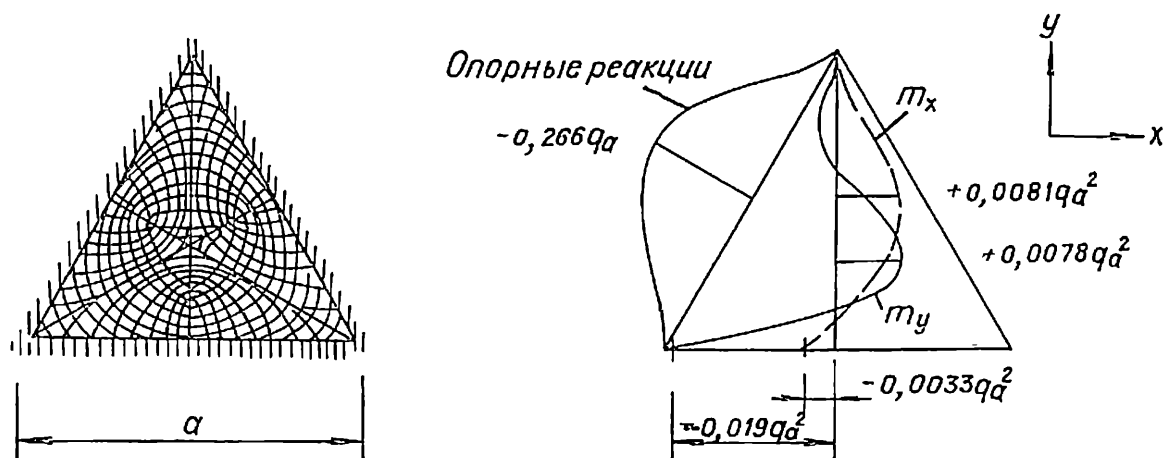
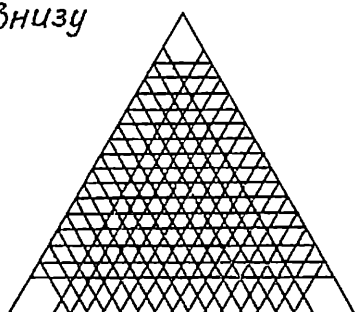


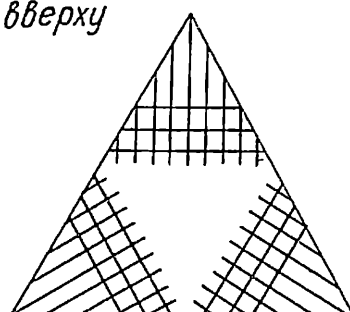
Рис.2.І - 40. Направления главных моментов равнобедренных треугольных плит с жестко защемленными краями

а) Армирование стержнями

внизу

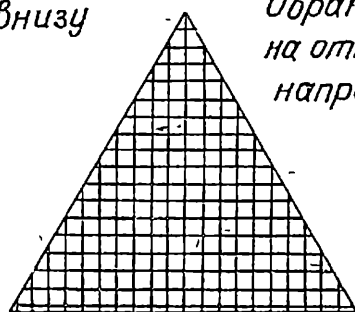


вверху



б) Армирование сетками

внизу



Обратить внимание
на отклонение от
направлений

вверху

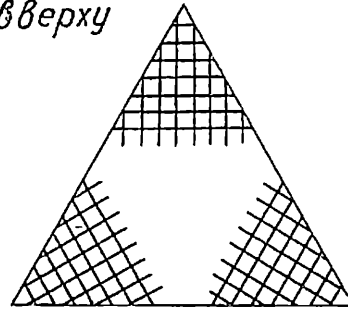


Рис.2.І - 4І. Равнобедренные треугольные плиты при свободном опирании по контуру

Нижняя сетка, подобранная таким образом, должна занимать всю площадь плиты, а верхние арматурные сетки могут ограничиваться только угловыми зонами и должны быть заанкерены для предотвращения поднятия углов.

Для защемленных треугольных плит определяющими являются моменты защемления. Соответственно сверху их необходимо армировать тремя полосами сеток. Для нижней арматуры достаточна шестиугольная сетка (рис. 2.1 - 42).

Армирование сетками



Рис. 2.1 - 42. Армирование равнобедренных треугольных плит с жестко защемленными краями

2.1.4 Круглые и кольцевые плиты, опертые по контуру

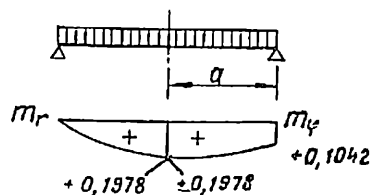
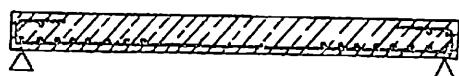
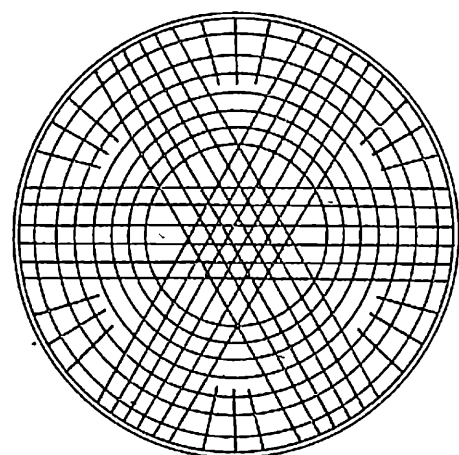
Такие плиты можно точно рассчитать для центрально-симметричной нагрузки. Величины деформации и внутренние усилия могут быть определены, например, по 2.12, 2.22.

Направления главных моментов при осесимметричной нагрузке всегда радиальные и кольцевые.

Свободно опертая по контуру круглая плита должна быть заармирована внизу как в радиальном, так и в кольцевом направлениях (рис. 2.1 - 43). Радиальная арматура ограничивается тремя направлениями (тонкие стержни); следует обращать внимание на расположение стержней по высоте.

При подборе арматуры для радиального направления нужно обратить внимание на то, что эпюра материала имеет гиперболическое очертание, и в силу этого опасное сечение находится не в центре плиты (рис. 2.1 - 44).

Арматура для свободно опертой плиты *Внутренние усилия (множитель pa^2)*
Свободно опертая плита



Закрепленная плита

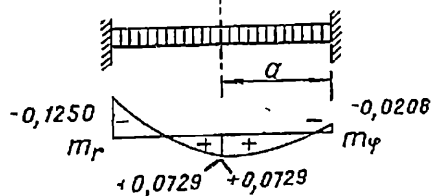
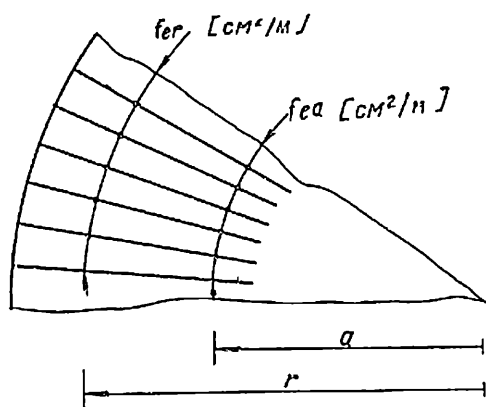


Рис.2.1 - 43. Армирование свободно опертых круглых плит тонкими стержнями



Для известного f_{ea} при радиусе a
площадь $f_{er} = f_{ea} \frac{u_a}{u_r} = f_{ea} \frac{a}{r}$

u_a, u_r - длины окружностей радиуса a и r

$Z_r^* = f_{er} \cdot b_a = f_{ea} \cdot \frac{a}{r} \cdot b_a$ - усилие

Z_r^* - константа $\frac{1}{r}$ (гипербола)

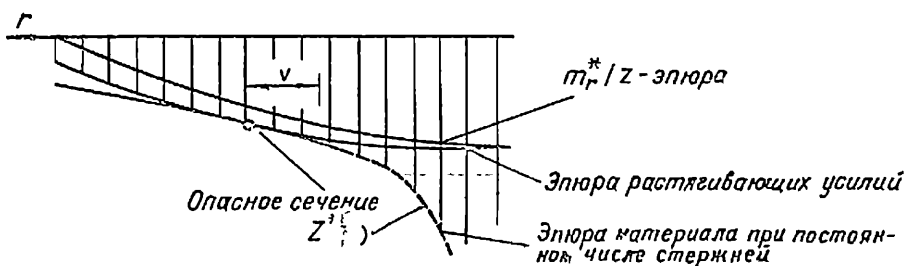


Рис.2.1 - 44 Гиперболическая эпюра материала при радиальном армировании

Защемленные по внешнему контуру кольцеобразные плиты оснащаются преимущественно верхней арматурой в радиальном направлении с более слабой кольцевой арматурой (рис.2.1 - 45).

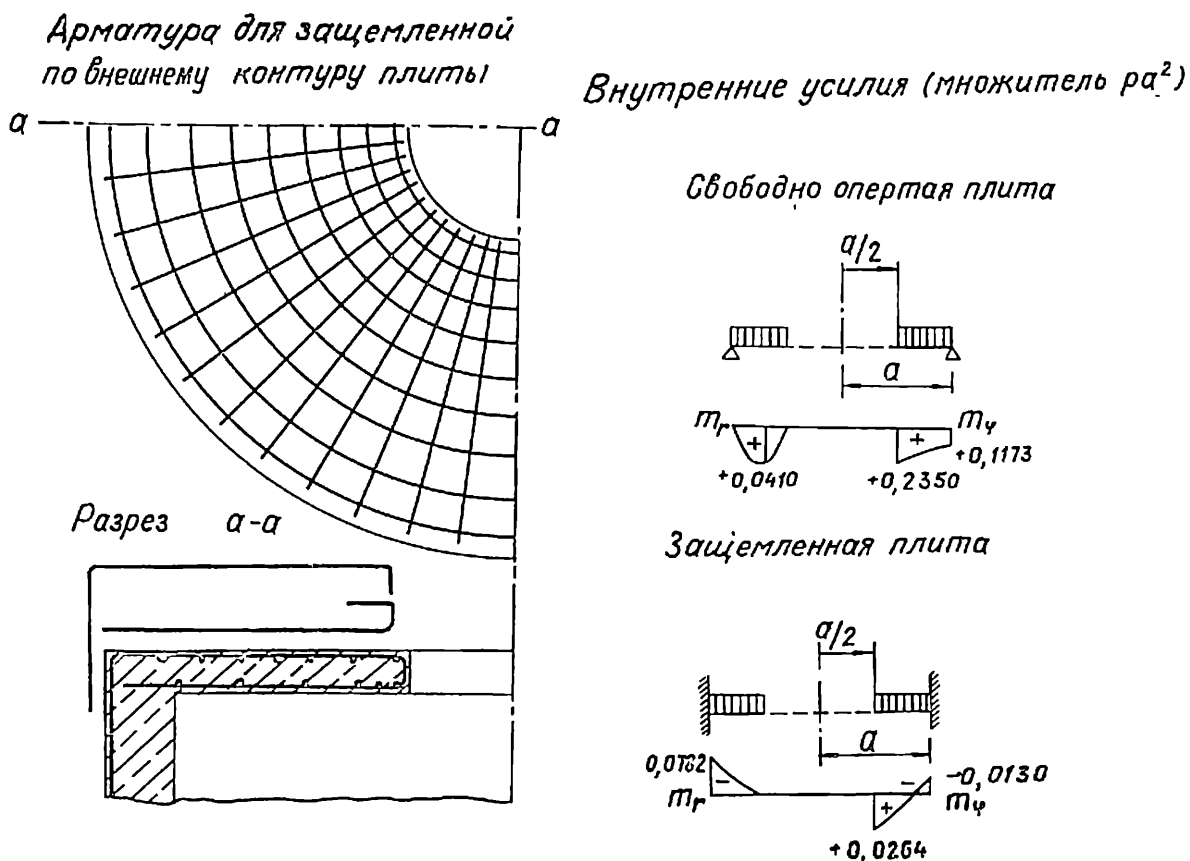


Рис.2.1 - 45. Радиальное и кольцевое армирование кольцеобразных плит, защемленных по внешнему контуру

Свободный внутренний край испытывает действие положительного кольцевого момента. Поэтому требуется нижняя кольцевая арматура, которая должна быть охвачена радиальной арматурой, так как отрывающие усилия должны быть восприняты в радиальном направлении.

Кольцеобразные плиты, которые свободно оперты на внутреннем краю или же защемлены, также армируются как в радиальном, так и в кольцевом направлениях стержнями, расположенными сверху (рис.2.1 - 46).

Плиты, находящиеся под открытым небом, необходимо по внешнему контуру армировать частой кольцевой арматурой из многих тонких стержней во избежание образования усадочных и температурных трещин.

У кольцеобразных плит, свободно опертых на внутренний край, у этого края действуют большие кольцевые моменты, что требует установки там сильной верхней кольцевой арматуры. Отрывающие усилия в данном случае должны быть восприняты тщательно заанкеренной охватывающей радиальной арматурой. Из-за этого армирование в большинстве случаев получается очень

Арматура для заземленной по внутреннему краю плиты

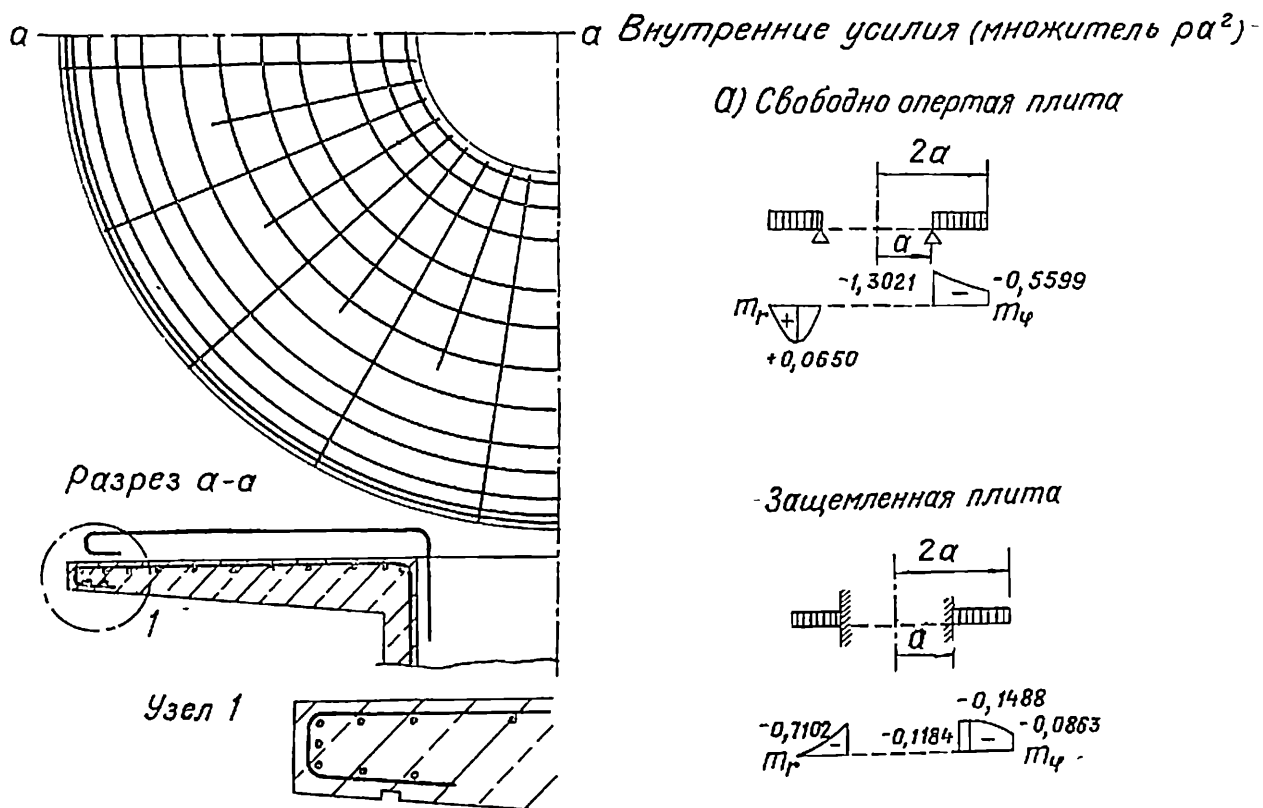


Рис.2.1 - 46. Радиальная и кольцевая арматуры кольцеобразных плит, заземленных по внутреннему краю

трудоемким. Защемленные плиты поэтому более выгодны.

Если кольцевая арматура сильно искривлена, то необходимо принять меры, предотвращающие откол бетона (см.разд.1.6.3).

2.2 БАЛКИ И РЕБРИСТЫЕ ПЕРЕКРЫТИЯ

Необходимо учитывать общие указания по армированию изгибаемых элементов, приведенные в разд.1.7 (эпюра материала, заделка продольных стержней, напряжения сцепления).

2.2.1 Конструирование арматуры, работающей на растяжение в изгибаемых элементах

Прямые стержни подготовить и уложить не сложно. Загибы и крюки обуславливают повышенную затрату труда, поэтому их следует избегать. При заданном количестве арматуры назначение больших диаметров стержней означает, при некоторых обстоятельствах, значительное снижение себестоимости. Однако условия по ограничению ширины трещин должны быть выполнены. Размеры длины стержней вытекают из эпюры растягивающего усилия (эпюры моментов) (см.ниже).

2.2.2 Конструирование хомутов, воспринимающих поперечные усилия

Хомуты должны быть надежно заделаны на малых длинах в сжатой или растянутой зоне. Поэтому в сетках для хомутов необходимы круглые или прямые крюки, петли или наваренные поперечные стержни. Учитывая опасность раскалывания, диаметр гибочного ролика должен быть не менее пяти диаметров хомутов.

Для восприятия сжимающих косых усилий в растянутой зоне хомуты должны охватывать продольную арматуру или же ребро должно быть подключено путем малых поперечных хомутиков в сечения ребристых плит, например, с помощью верхней и нижней поперечной арматуры плиты. Сжатая арматура должна быть присоединена с помощью хомутов с шагом $15 \phi_L$ (или $20 \phi_L$) при сварных хомутах.

Крюки лучше поворачивать внутрь (рис.2.2 - I, а, б). Крюки, повернутые наружу, в сечениях ребристых плит требуют прокладки нижней поперечной арматуры для восприятия сдвигающих усилий (рис.2.2 - I, в, м).

Только у стержней периодического профиля

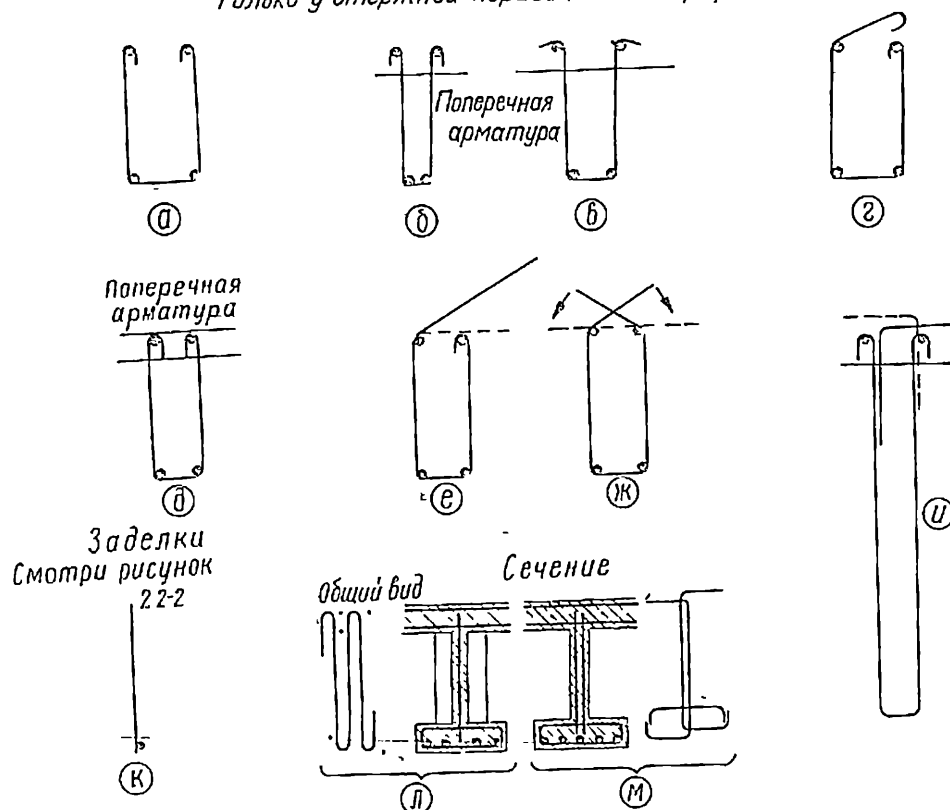


Рис.2.2 - I. Вверху хомуты должны быть надежно заанкерены на коротких участках, поэтому необходимы крюки как у гладких стержней, так и у стержней периодического профиля

Замкнутые хомуты (рис.2.2 - I, г) в большинстве случаев не нужны даже в зоне отрицательных моментов, когда поперечная арматура при-
мыкающих плит (рис.2.2 - I, в) проходит насквозь. Хомуты с удлинен-
ными замыкающими стержнями хорошо обеспечивают восприятие изгибающих мо-
ментов между стенкой (ребром) и плитой (рис.2.2 - I, е и ж) или
это обеспечивается благодаря углообразным добавочным стержням (рис.2.2
- I, и).

При очень тонких ребрах достаточны односрезные хомуты, обеспечи-
вающие соразмерные расстояния стенок против поперечного изгиба.

При этом могут быть применены хомуты-лестницы или хомуты-змеевки
(рис.2.2 - I, л) в соединении с поперечной арматурой в поясах. Для двутавровых
балок допускаются конструкции по рис. (2.2 - I, е).

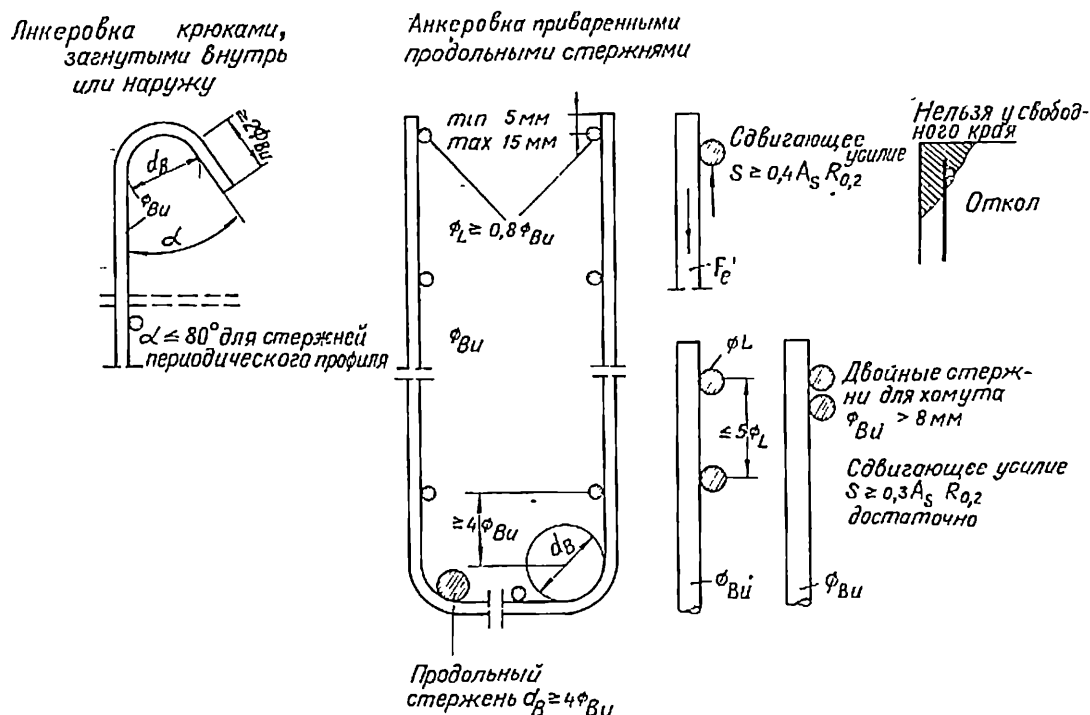


Рис.2.2 - 2. Виды анкеровки сварных сеток-хомутов

При заделке с помощью только одного продольного верхнего стержня
прочность на срез $S \geq 0,4 F_{Bu} 0,2 R_{0,2}$ должна быть обеспече-
на изготовителем сеток. В опытах [2.23] была доказана достаточная задел-
ка сеток-хомутов при соблюдении данного условия также для ребристых плит
с тонкой плитой. Такая заделка не должна применяться для балок прямо -
угольного сечения, так как там бетон может быть срезан в боковом направ-
лении (рис.2.2 - 2, справа сверху).

При эксплуатационной нагрузке у сеток-хомутов напряжения стали не должны
превышать 24000 Н/см^2 , чтобы избежать нежелательного большого раскрытия трещин.

Размеры шага хомутов

Шаг хомутов должен составлять

Вертикальные хомуты

$$\rho \leq \rho_{\min} : a_{Bu} \leq 0,85d \quad (d - \text{полная высота сечения});$$

$$\leq h \quad (h - \text{расчетная полезная высота})$$

$$\rho > \rho_{\min} : a_{Bu} \leq 30 \text{ см};$$

$$\leq 45 \text{ см} - 30 \frac{\tau_o^*}{\tau_{o\max}} \quad (\text{см});$$

но соблюдается также

$$a_{Bu} \leq 4b_{o\min} \quad (b_{o\min} - \text{минимальная толщина ребра}$$

$$\leq b_{o\min} (5 - 2 \frac{\tau_o^*}{\tau_{o\min}})).$$

Косые (наклоненные) хомуты

Значения для хомутов под углом 90° нужно умножить на $(3 - \frac{\alpha}{45^\circ})$
 $(45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ)$.

(α - угол уклона по отношению к оси балки).

Хомуты, наклоненные под углом 45° по отношению к оси балки, более выгодны для прочности элемента, а также ограничения и раскрытия трещин в нем.

Благодаря наклону длина заделки увеличивается.

Такие хомуты можно применять только при продольных стержнях периодического профиля, иначе имеется опасность разрушения защитного слоя бетона. Дальнейшие условия: $\phi_{Bu} \leq 0,5 \dot{u}_L$,

$a_{Bu} \geq 4 \dot{u}_L$, где $\dot{u}_L$ - защитный слой бетона у продольных стержней (рис.2.2 - 3).

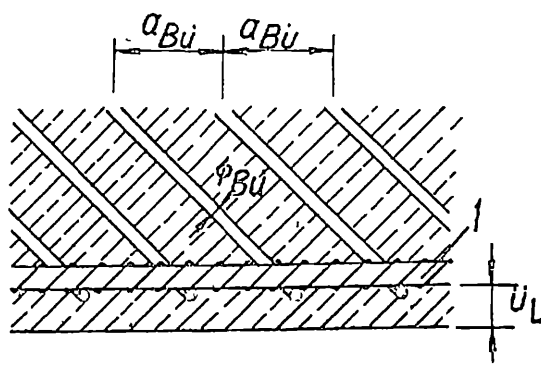


Рис.2.2 - 3. Правила применения наклонных хомутов
 I - продольные стержни периодического профиля

Диаметр хомутов не должен быть больше одной восьмой минимальной толщины ребра.

Изменение сечения поперечной арматуры по длине балки осуществляется в соответствии с диаграммами от скалывающих напряжений или поперечных сил согласно рис.2.2 - 4, а. При наложении эпюр сдвигающих напряжений местный недостаток поперечной арматуры на коротких участках, как на рис.2.2 - 4, б, опасности не представляет.

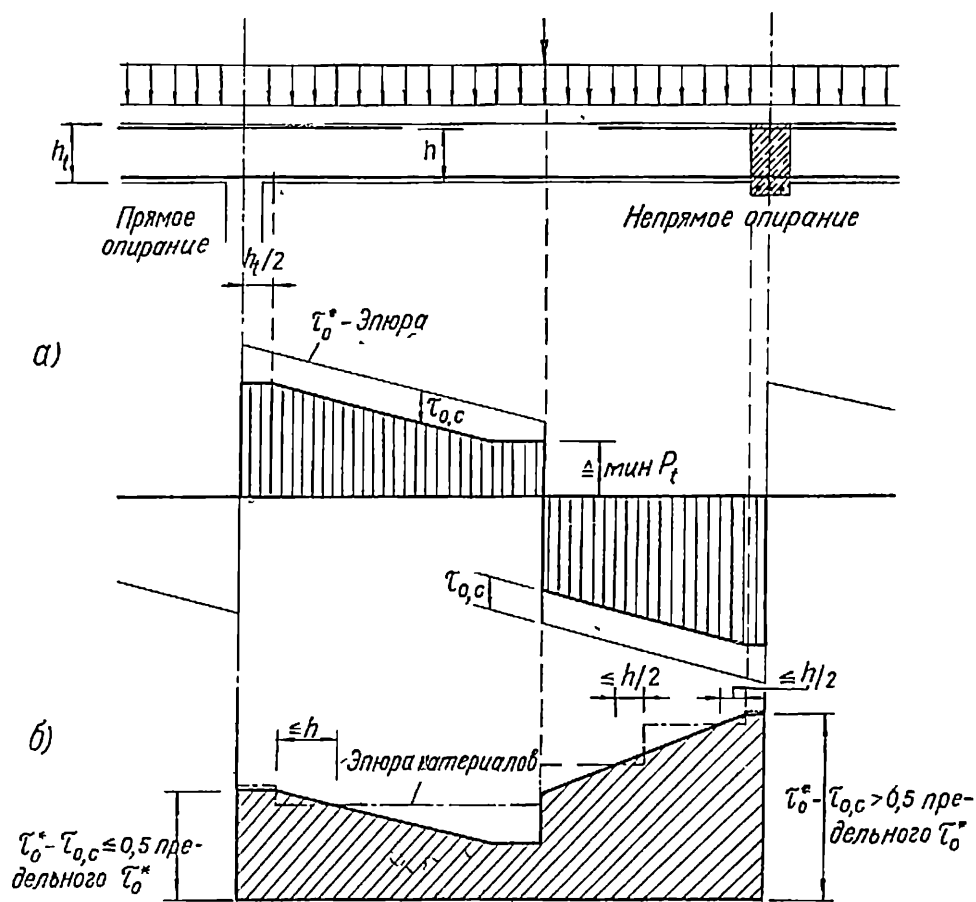


Рис.2.2 - 4. Определение эюр скалывающих напряжений {а} и обрыв арматуры, работающей на скалывание {б}

2.2.3 Распределительная арматура при высоких-ребрах, примыкание полок

При высоких ребрах основная рабочая арматура недостаточна для ограничения трещин, возникающих в ребре (рис.2.2 - 5,а).

Если размер ребра по высоте превышает значение

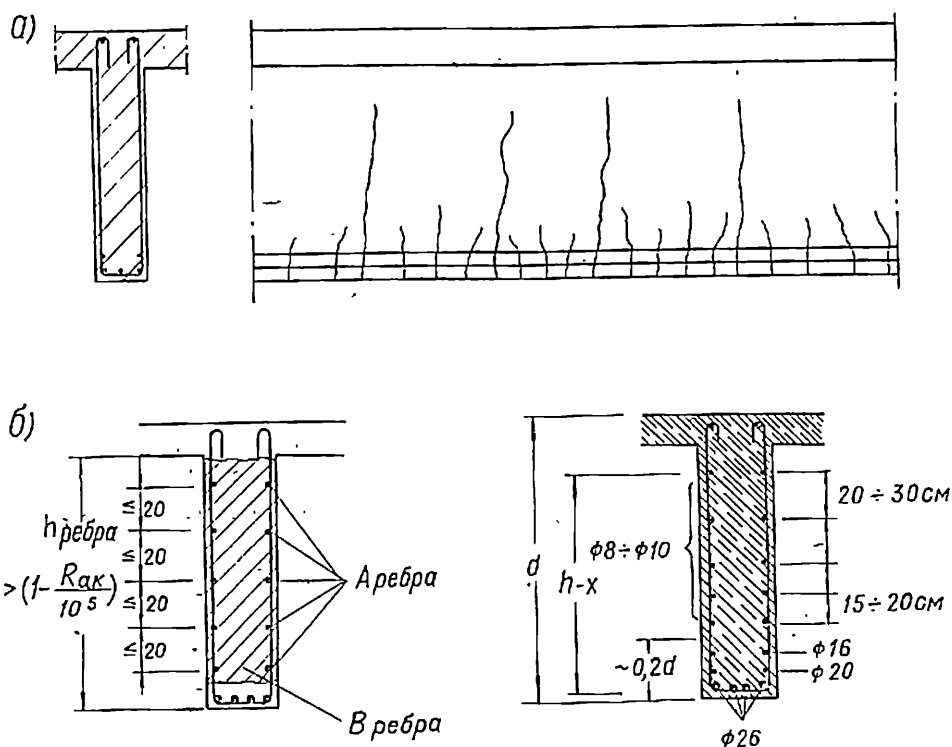
$$h_{\text{ребра}} [m] > \left(1 - \frac{R_{ак} [N/cm^2]}{10^5}\right),$$

то по всей его высоте в продольном направлении необходимо предусмотреть распределительную арматуру (рис.2.2 - 5,б). Должны быть удовлетворены следующие условия:

- требуемое сечение арматуры на каждую сторону ребра $A_{\text{ребра}}$, приведенное к его поперечному сечению, кроме основной арматуры, работающей на растяжение $B_{\text{ребра}}$:

$$\mu_{\text{необх}} = \frac{A_{\text{ребра}} \cdot 100}{B_{\text{ребра}}} = 0,05\%,$$

- основная растянутая арматура и распределительная арматура должны быть из одного сорта стали.



На каждую сторону $A_{ребра} = \frac{0,05}{100} B_{ребра}$

Рис.2.2. - 5. Значительных трещин в высоком ребре (а) можно избежать путем дополнительной укладки продольных стержней (б)

Хомуты-сетки с частым шагом продольных стержней (≤ 15 см) хорошо распределяют тонкие трещины, особенно при больших нагрузках от моментов и усилий на скалывание. Стержни на расстоянии, равном $0,25d$ от нижележащих стержней, можно причислять к арматуре пояса, у них также необходимо учитывать правило для стыков или обрывов и рассчитывать ее точное положение в элементе при определении размеров.

Присоединение сжатых полок и растянутых уширений должно быть надежно против скалывания. Требуемая поперечная арматура определяется согласно классическому правилу по ферменной аналогии.

2.2.4 Армирование однопролетных гибких балок при соотношении $l/h \geq 8$

У однопролетных балок с равномерно распределенной нагрузкой ($\tau_0^* \leq \leq 0,25$ пред. τ_0^*) в большинстве случаев обрыв продольной арматуры, как правило, себя не оправдывает (рис.2.2 - 6). Заделка на опоре должна определяться для $Z_A^* \approx Q^*$ (см.разд. I.7.2).

Целесообразной арматурой на сдвиг при небольших нагрузках являются хомуты с $a_{B\ddot{y}} \leq 0,5d$ или 30 см, или, лучше, хомуты-сетки с $a_{B\ddot{y}} \leq 0,5d$ или 25 см, если по 2.2.2 не получаются меньшие значения.

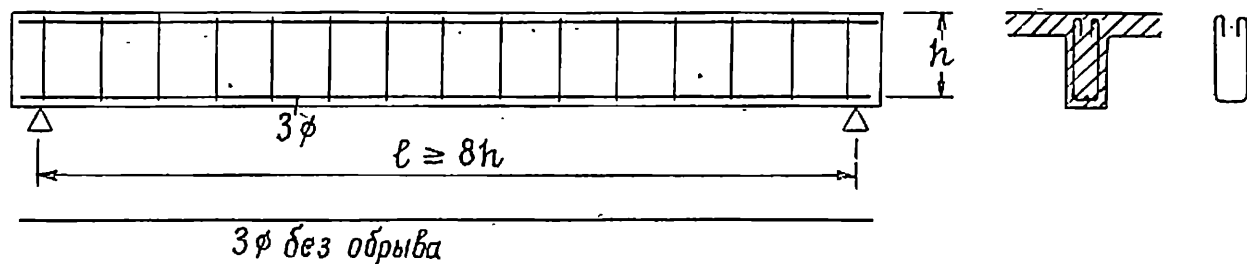


Рис.2.2 - 6. Балки слабо загруженные равномерной нагрузкой (обрыв продольной арматуры не оправдывает себя).

Если обрыв арматуры все же применяется, можно выбирать между прямыми или более трудоемкими при изготовлении отгибаемыми стержнями (рис.2.2 - 7, а, б).

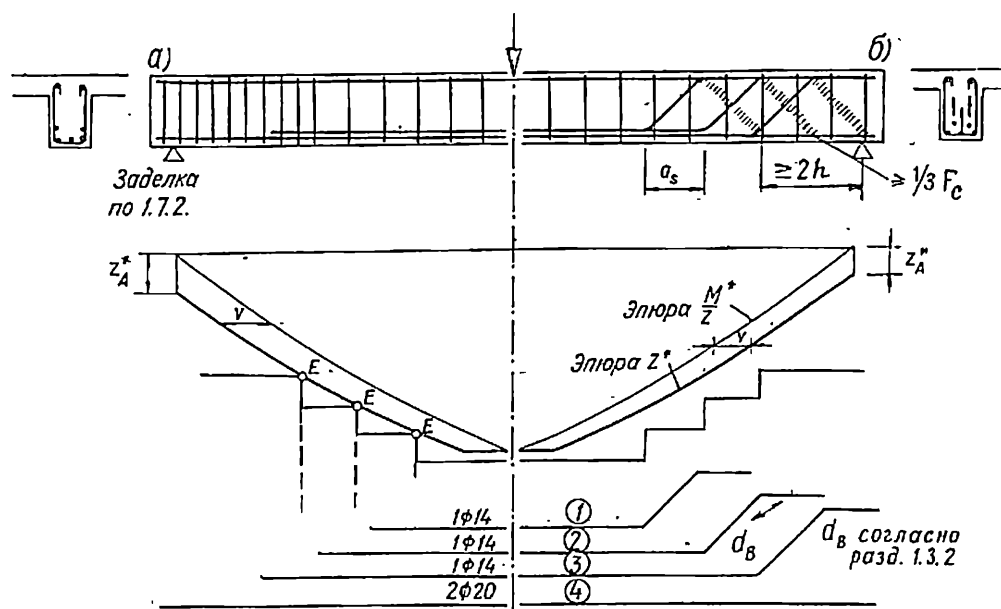


Рис.2.2 - 7. Обрыв арматуры в пролете при прямых (а) и отогнутых (б) стержнях

Отгибы в зоне в пределах до $x = 0,8 d$ от опоры не могут быть использованы ни для экономии материала, ни для страховки сопротивления поперечной силе, поэтому их применять не следует. Обрыв стержней возможен только тогда, когда диаметр стержня выбирается не слишком крупным, чтобы в ребре было, например, минимум 5 стержней ($2 \phi 20 + 3 \phi 14$). По крайней мере $1/3 F_c$ должна быть продлена до опоры для восприятия усилия Z_A^* .

Обрыв с прямыми концами стержней целесообразен для очень тонких ребер, при этом даже очень высокие напряжения на сдвиг ($\tau_o^* > 0,6$ допуст. τ_o^*) лучше всего могут быть восприняты хомутами-сетками. Целесообразная арматура на сдвиг: хомуты с $d_{в\dot{u}} \leq 0,4 d$ или 20 см или, лучше, хомуты-сетки с $d_{в\dot{u}} \leq 0,4 d$ или 15 см.

Отогнутые стержни только тогда эффективны для арматуры указанных расстояний, работающей на сдвиг, когда их шаг составляет $a_s \leq h (1,5 - \frac{\tau_o^*}{\tau_o^* \text{ макс}})$ и они дополнены хомутами, воспринимающими не менее 40% усилия на сдвиг при шаге $a_{vu} \leq 0,5 a_s$; тогда каждая возможная косая трещина окажется пересеченной 2 - 3 растянутыми стержнями. Отгибы в сечении следует распределять по возможности симметрично. Диаметр отогнутых стержней не должен быть больше одной восьмой минимальной толщины стенки. Отогнутые стержни вблизи боковых поверхностей, в тонких стенках или диафрагмах с небольшим защитным слоем бетона создадут опасность откола, если диаметр гибочного ролика выбран недостаточным. Для сталей высокого класса при низких марках бетона лучше выбирать большие диаметры гибочных роликов, чем те, которые указаны в разделе 1.3.2, и располагать отогнутые стержни во внутренней части ребра.

Наименьшее раскрытие косых трещин наблюдается при частых хомутах, наклоненных под углом 45° , которые располагают преимущественно в тонких стенках.

2.2.5 Армирование неразрезных гибких балок при соотношении $\ell/h \geq 8$

Для пролетных зон действительны указания, приведенные в разделах 2.2.3 и 2.2.4. Моменты на опорах могут быть перераспределены согласно разд. 2.1.1.3 в пределах до 15%. В зоне опирания необходимо проверять арматуру полки, учитывая, что стержни располагаются в зонах, самых неблагоприятных для сцепления. Это требует более удлиненных участков заделки ℓ_d (разд. 1.4.3.5), чем у стержней, расположенных внизу.

У гибких балок отгибы стержней под углом 45° в сторону пролета часто создают расположение стержней, выгодное для обоих поясов (рис. 2.2 - 8).

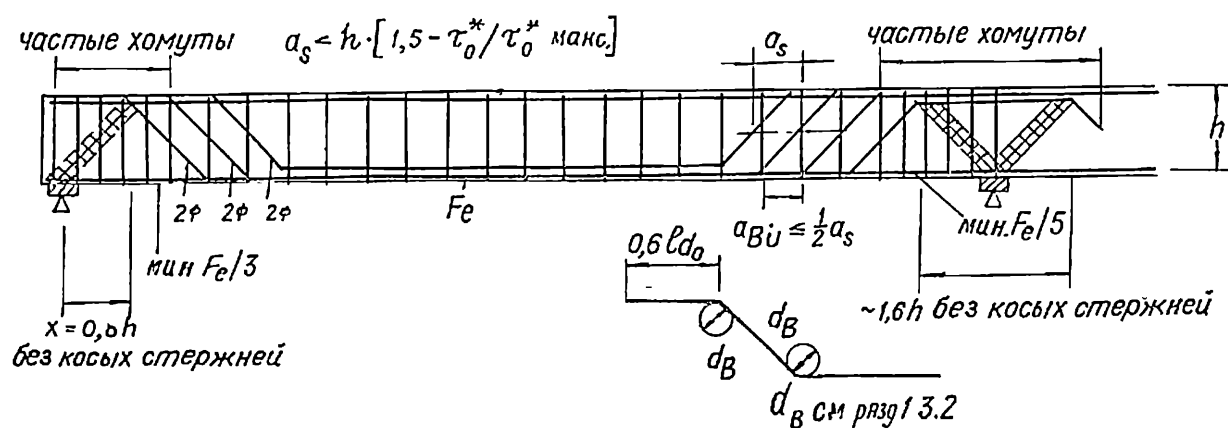


Рис. 2.2 - 8. Армирование отогнутыми стержнями

Армирование нижнего пояса, доводимое до следующей промежуточной опоры, должно составлять минимум $1/4 Fe$.

Целесообразно уложенная арматура полки для неразрезных балок представлена на рис.2.2 - 8 и 2.2 - II.

В ребристых перекрытиях следует часть арматуры на опоре (40-60%) устанавливать за пределами ребра в теле плиты (рис.2.2 - 9), при этом применение относительно толстых стержней не рекомендуется ($\phi \leq 1/10$ толщины плиты).

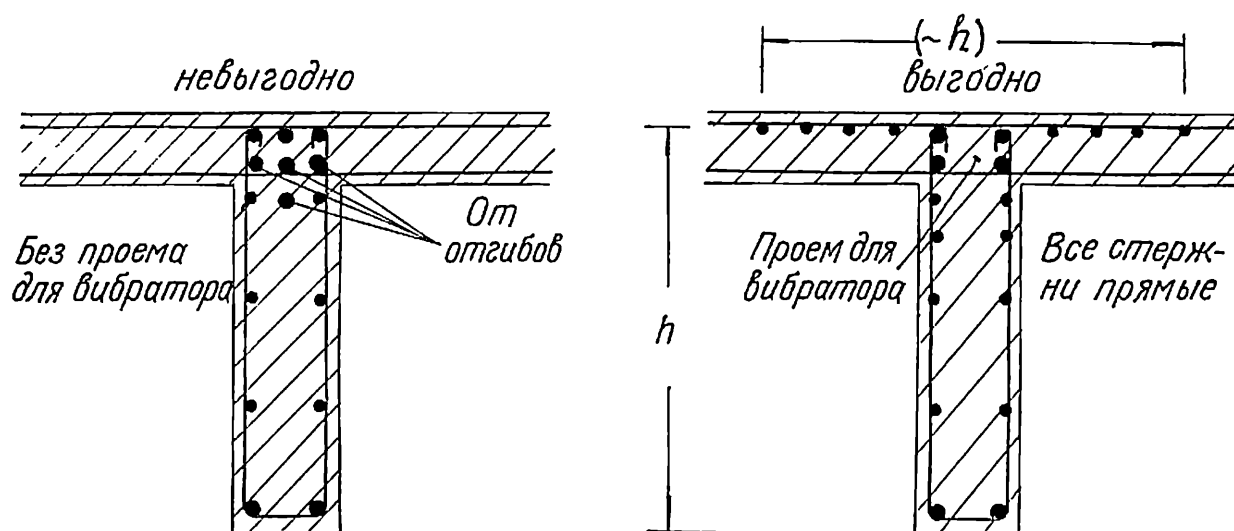


Рис.2.2 - 9. Установка верхней арматуры для восприятия моментов на опоре в ребристых перекрытиях

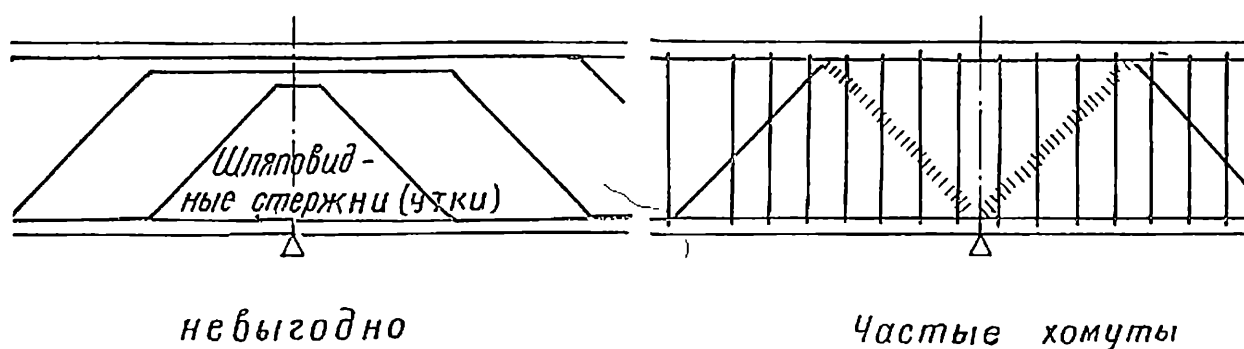


Рис.2.2 - 10. Дополнительное армирование на опоре

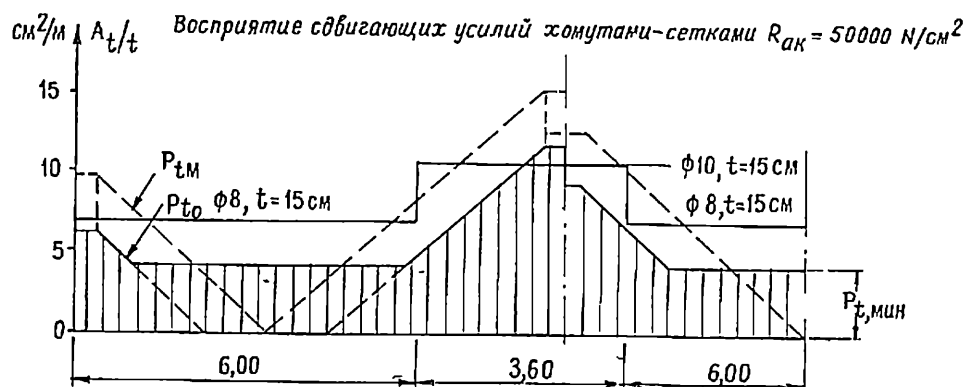
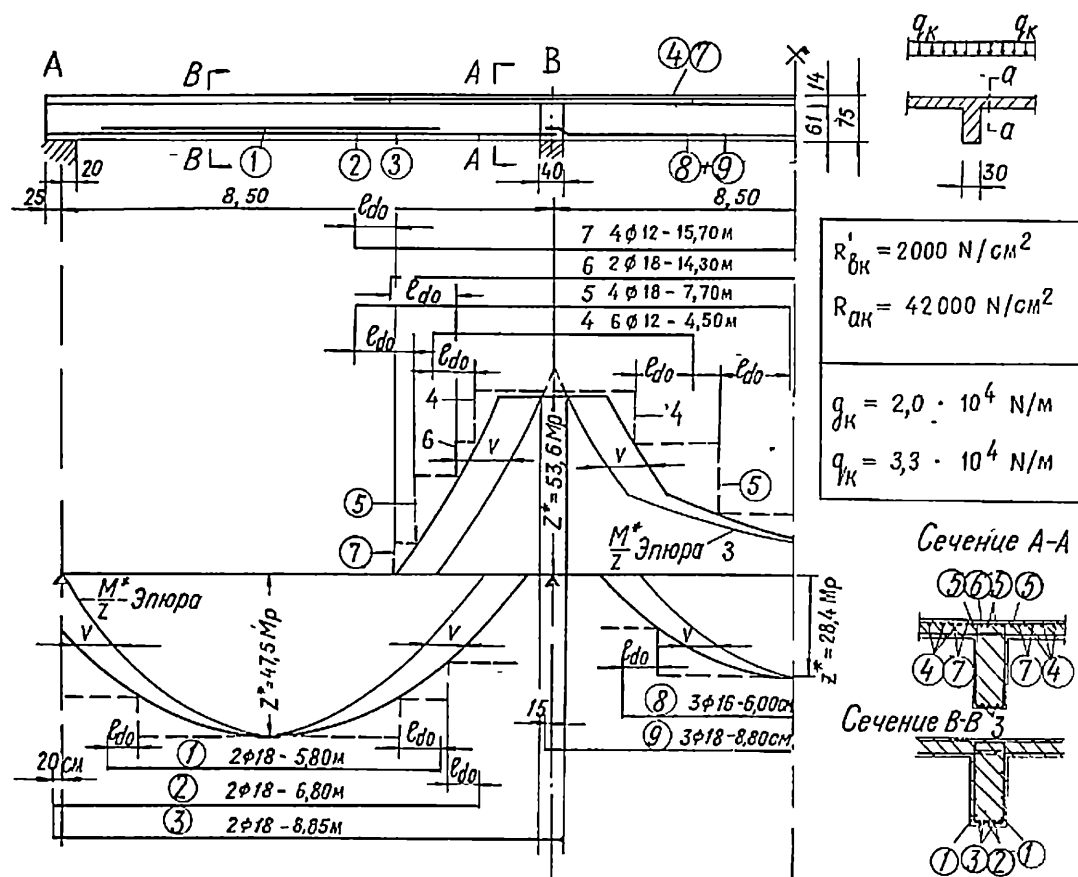


Рис.2.2 - II. Пример обрыва продольной арматуры неразрезной балки по опоре растягивающих усилий и восприятия сдвига хомутами-сетками $R_{\text{AK}} = 50000 \text{ N/cm}^2$

Так называемых "шляповидных стержней" (уток) для восприятия усилий скалывания вблизи от опоры следует, по возможности, избегать; частые хомуты в зоне опоры значительно лучше (рис.2.2 - IO).

2.2.6 Армирование коротких балок и балок с нагрузкой вблизи опор ($l > l/h \geq 2$)

У высоких балок ($l/h < 8$) или при нагрузке вблизи опор ($a/h < 2$) прочность на скалывание повышается и без арматуры, работающей на скалывание, за счет эффекта свода (рис.2.2 - I2).

Растягивающие усилия в ребре становятся соответственно меньше.

Расчетную величину скалывающего напряжения τ_0^* на опоре можно на основе результатов опытов [2.24] дополнительно уменьшить согласно рис.2.2 - 13, что действительно только для сосредоточенной нагрузки.

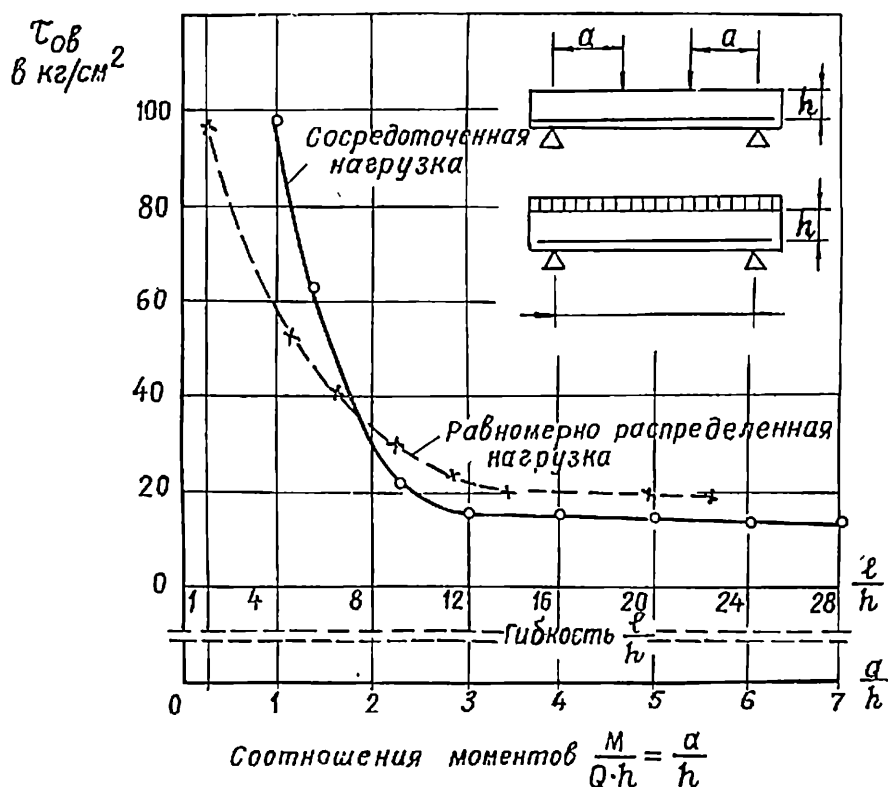


Рис.2.2 - 12. Влияние высоты балок l/h или же расстояния a/h от сосредоточенных нагрузок у опоры на прочность на сдвиг балок без арматуры, работающих на скалывание ($R'_{bk} = 2000 \text{ N/cm}^2$) согласно опытам [2.24]

При равномерно распределенной нагрузке можно вести расчет на поперечную силу, определенную на расстоянии $h/2$ от оси опоры. При этом создается меньшее снижение, чем по рис.2.2 - 13.

Определяющей для несущей способности является неослабленная, хорошо заделанная затяжка, поэтому обрывов делать нельзя. Применявшиеся ранее отгибы под углом 45-60° вредны. Для обеспечения от сдвига достаточны хомуты. На концевых опорах целесообразно поставить несколько слабо наклоненных или горизонтальных шпилек, особенно когда близ опоры расположена большая сосредоточенная нагрузка (рис.2.2 - 14 - 2.2 - 17).

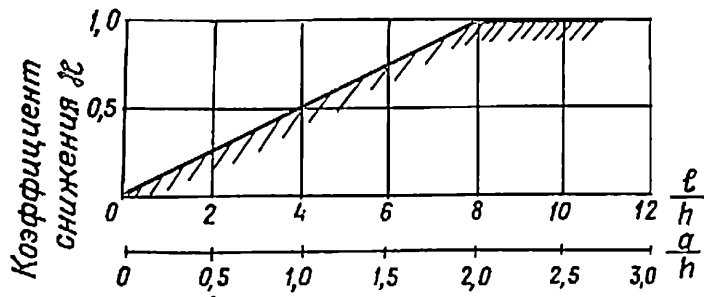
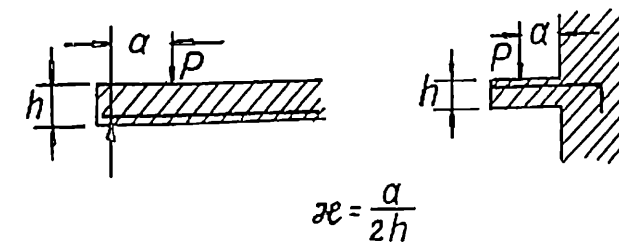


Рис.2.2 - 13. Коэффициент снижения αe для определения доли воспринимаемой ребром от поперечной силы $\mathcal{H}Q$ в случае непосредственно опертых балок с $\ell/h \leq 8$ при равномерно распределенной или с $a/h \leq 2$ при сосредоточенной нагрузке

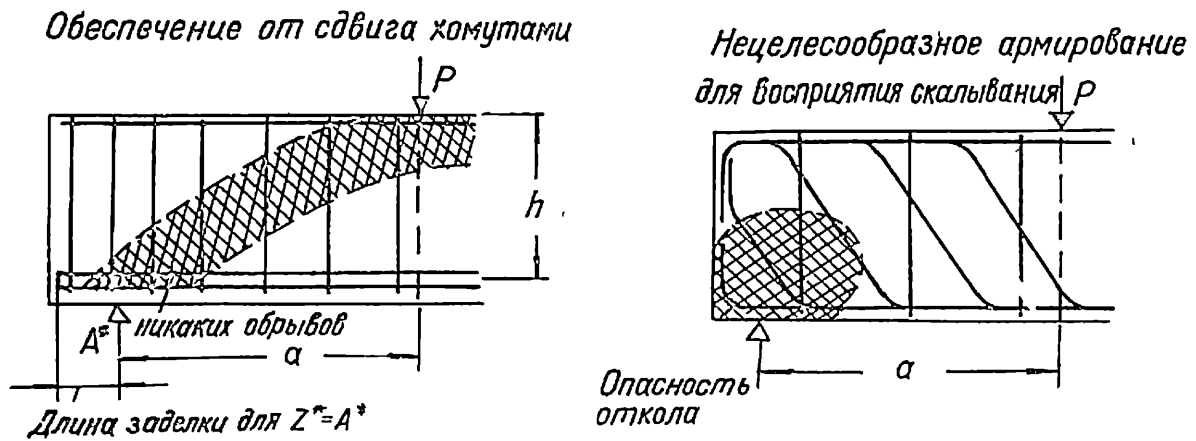


Рис.2.2 - 14. Для нагрузок, расположенных близ опор, отгибы недопустимы

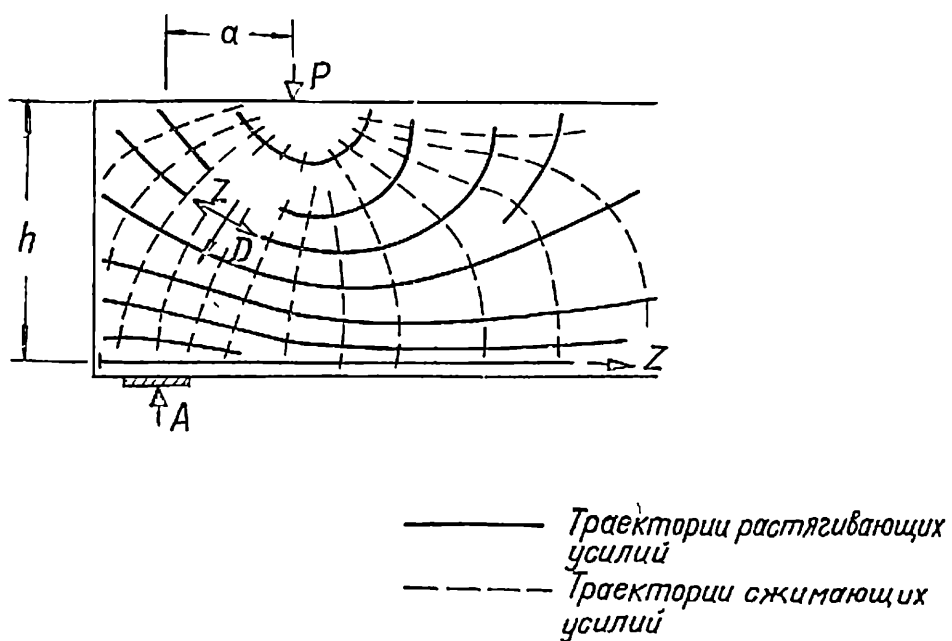


Рис.2.2 - 15. Траектории напряжений для нагрузки, расположенной очень близко от опоры

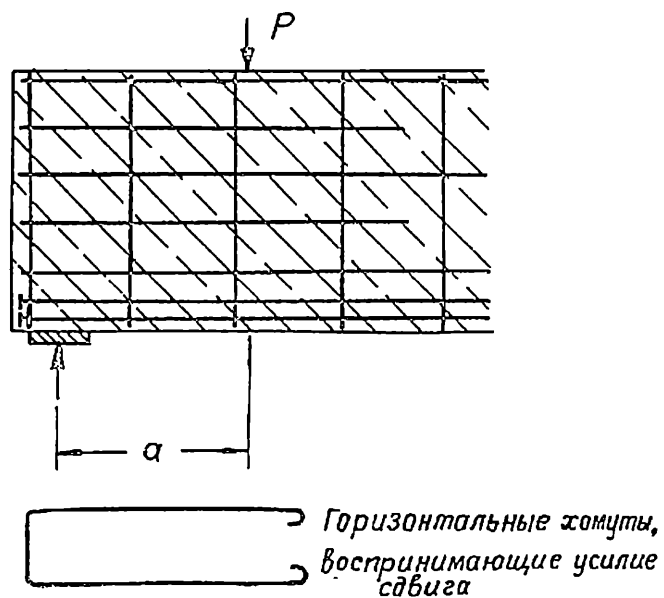


Рис.2.2 - 16. Армирование при нагрузке, расположенной очень близко от опоры

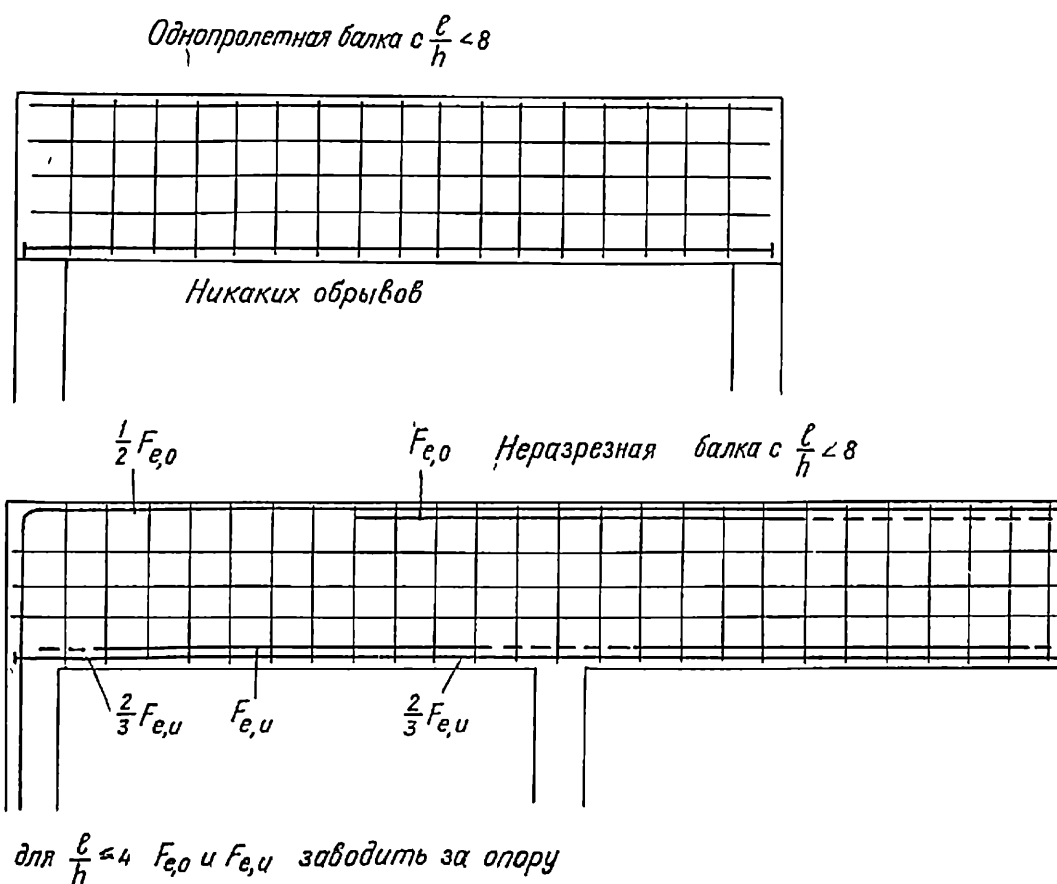


Рис.2.2 - 17. У балок с $\ell/h < 8$ целесообразно заводить далеко за опору продольную верхнюю и нижнюю арматуры; отгибы в данном случае нерациональны

2.2.7 Армирование гибких консолей

Консольные балки обычно выполняются с наклонной нижней гранью. Сжимающее усилие стенки тем самым несколько наклонено и воспринимает часть поперечной силы Q^* , так что арматуру, работающую на скалывание, можно снизить на величину $\frac{M^* \tan \alpha}{h}$. Если это становится больше, чем уменьшение армирования на сдвиг при коэффициенте η_0 , то такого дополнительного снижения производить не следует. Ввиду уменьшения полезной высоты h по пролету растягивающее усилие в ребре Z^* снижается мало или даже не снижается совсем и, следовательно, уменьшение сечения арматуры в стенке в большинстве случаев невозможно или возможно только вблизи конца балки. Отгибы здесь не оправдываются (рис.2.2 - 18), так как минимум $1/2 F_e$ следует протягивать до самого конца. Достаточная длина заделки очень важна.

Если консоль поддерживает плиту, то верхняя арматура стенки должна быть расположена в теле плиты (рис.2.2 - 9).

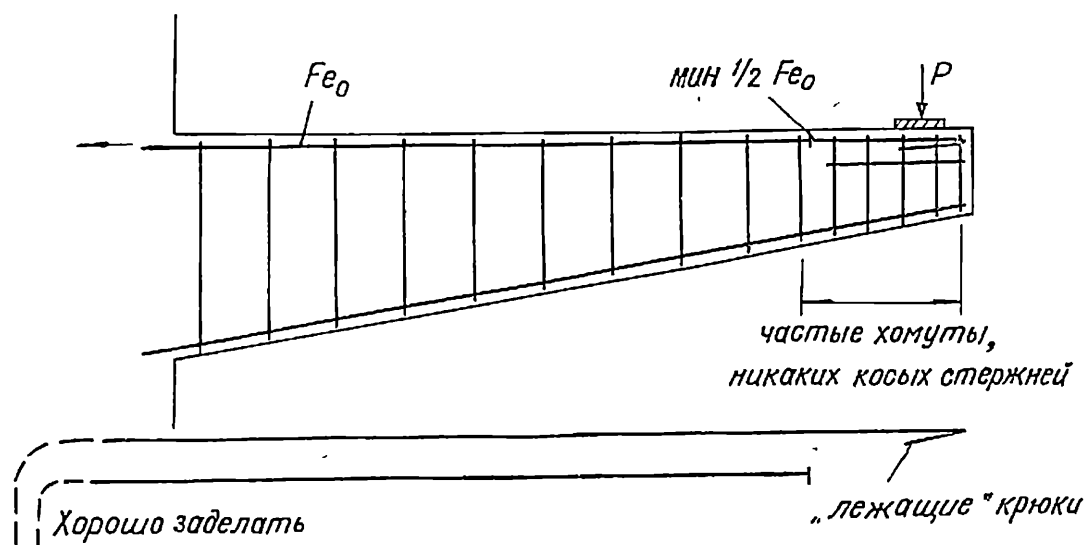


Рис.2.2 - 18. Армирование гибкой консоли

2.3 СПОСОБЫ ПЕРЕДАЧИ НАГРУЗКИ

2.3.1 Непрямая передача нагрузки или не прямое опирание балок

Железобетонные балки передают нагрузку на опору преимущественно через сжатый раскос. Мало что изменится, если при стыковании передающей нагрузки балки I с воспринимающей нагрузку балкой II будут применены отогнутые стержни. По сравнению со сжатыми бетонными раскосами такие стержни обладают значительно меньшей жесткостью (рис.2.3 - 1).

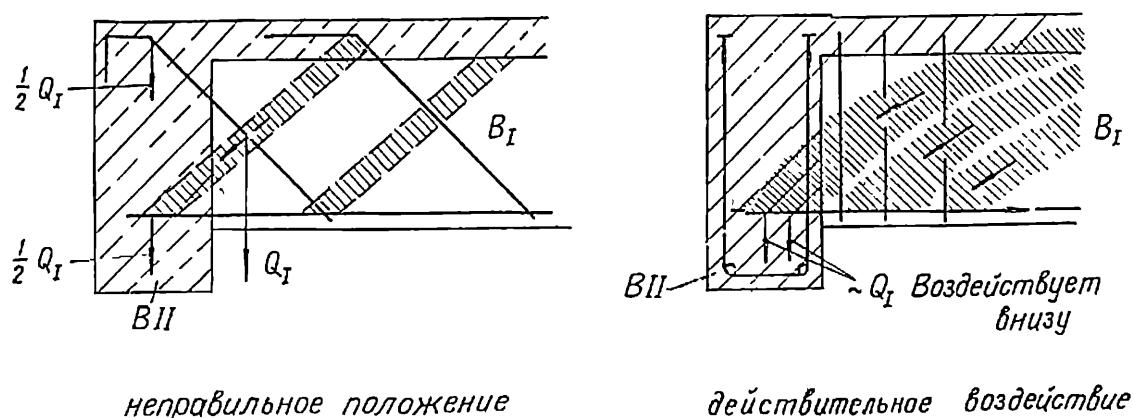


Рис.2.3 - 1. Железобетонные балки передают нагрузки также и при не прямом опирании преимущественно через сжатые раскосы

Усилие, передающееся вниз сжатым раскосом, должно быть передано на балку II. По аналогии с фермой (рис.2.3 - 2) известно, что для этого необходим стержень для подвешивания нагрузки к сжатому поясу балки II.

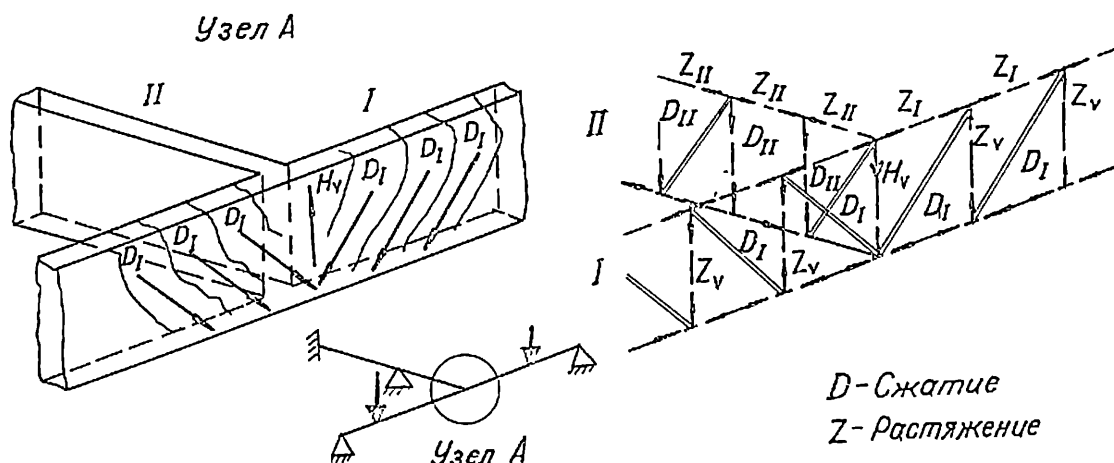


Рис.2.3 - 2. По аналогии с фермой непрямо опертая в точке "А" балка I должна быть присоединена к балке II через арматуру-подвеску, воспринимающую силу H_v

Соответствующая подвеска образуется лучше всего посредством хомутов, которые должны охватить продольную арматуру балки II. Такую арматуру надо рассчитать на усилие $\frac{d_I}{d_{II}} Q_I$, и она должна, по возможности, располагаться в месте пересечения балок (рис.2.3 - 3).

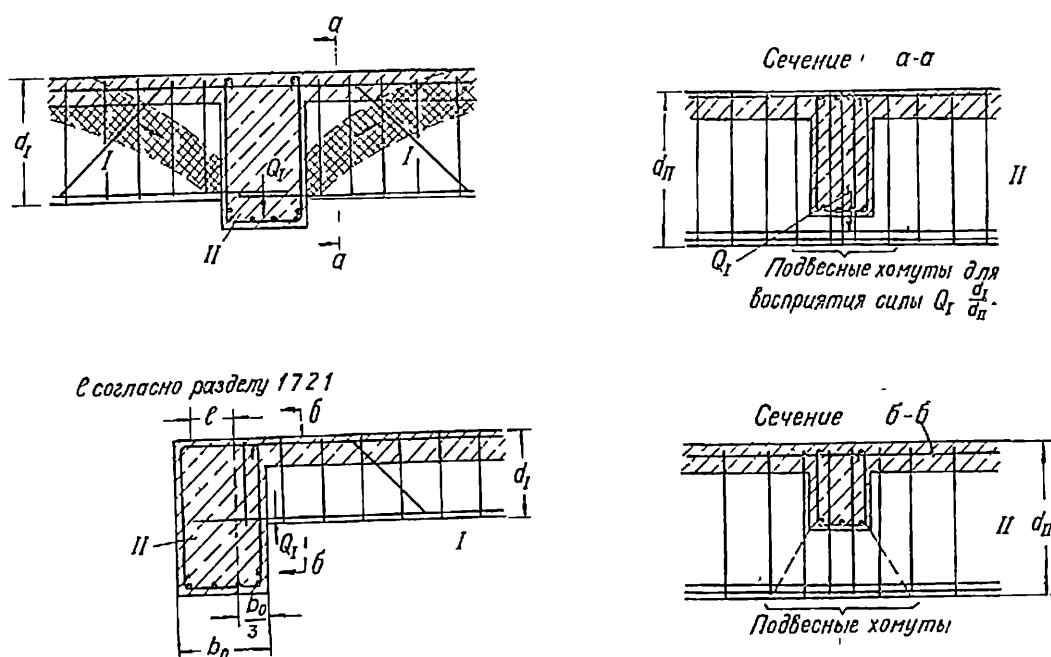


Рис.2.3 - 3. Подвесные хомуты в балке II, рассчитанные на усилие $Q_I \cdot d_I / d_{II}$ (Q_I - поперечная сила на опоре балки I)

При больших нагрузках подвешивающая арматура может быть распределена в зоне, указанной на рис.2.3 - 4.

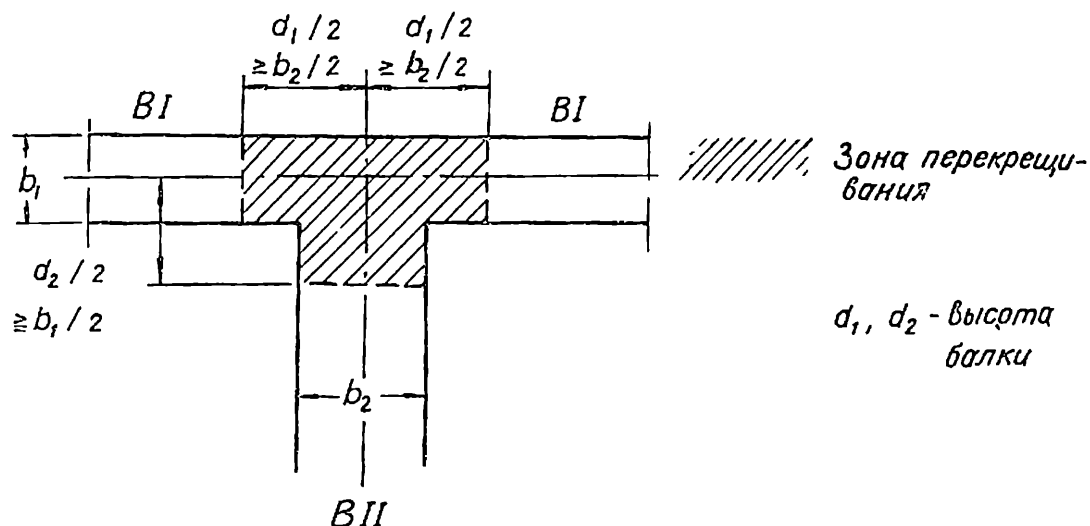


Рис.2.3 - 4. В указанной зоне можно располагать арматурную подвеску

Дополнительная арматура, работающая на скалывание, в этой зоне не требуется, что вытекает из аналогии с фермой.

Нижняя арматура ребра балки I должна быть заделана в балке II для восприятия Z_A^* .

Если прямого участка длины заделки недостаточно, то лежащие или наклонные крюки выгоднее, чем загнутые вертикально, по которым преимущественно будут образовываться трещины в балке II (см.разд.1.4.1).

При высоких балках и при больших усилиях для более благоприятного расположения трещин могут быть целесообразны дополнительные наклонные хомуты в балке I, а также отогнутые стержни в балке II (см.разд.2.5.3).

Широкие прогоны, например, в часторебристых перекрытиях, загружаются непрямым образом и поэтому их армирование хомутами должно быть рассчитано в дополнение к их работе на скалывание и как подвешивающая арматура (рис.2.3 - 5).

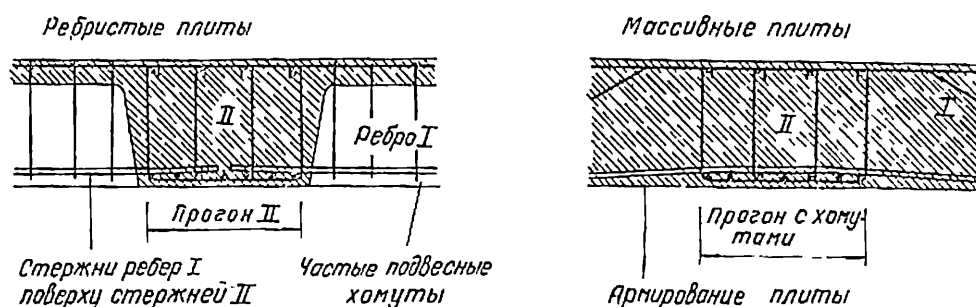


Рис.2.3 - 5. В ребристых перекрытиях нижние стержни поперечных ребер должны быть уложены над основной арматурой прогона; должно быть поставлено достаточное количество хомутов для подвески нагрузок, передающихся от ребер

Важно, чтобы нижняя арматура ребра была уложена поверх арматуры прогона, то есть в третьем ряду снизу.

При ребрах, обращенных вверх, а также в коробчатых конструкциях нижние плиты следует рассматривать как подвешенные нагрузки. В качестве примера на рис.2.3 - 6 показана консольная плита, подвешенная к балке.

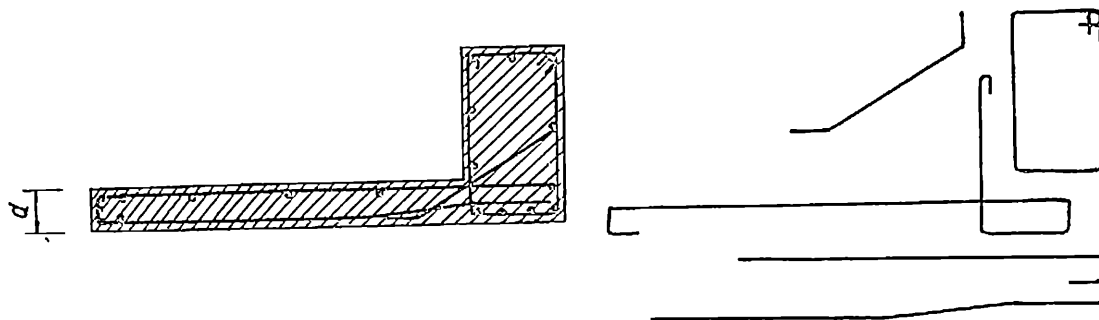


Рис.2.3 - 6. Консольная плита, подвешенная к балке

2.3.2. Опоры с подрезкой (шарнир Гербера)

На опорах с подрезкой подвешивающую арматуру следует определять по величине реакции, увеличенной в 1,2 раза, особенно тогда, когда продольная арматура оканчивается без загиба (рис.2.3 - 7).

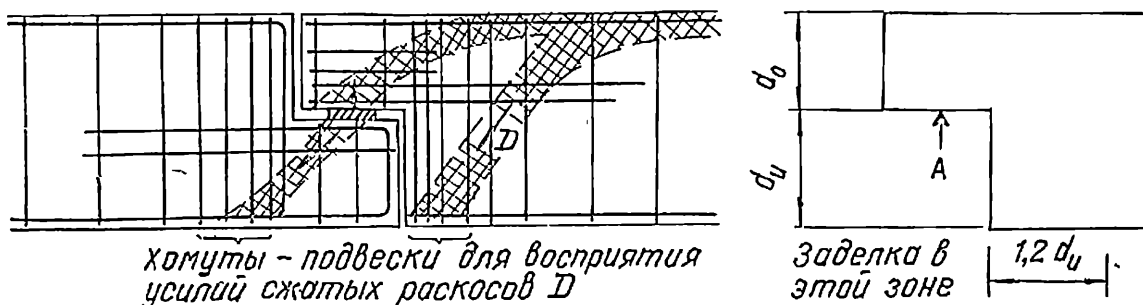


Рис.2.3 - 7. На опорах с подрезкой необходимо располагать подвешивающую арматуру

Подвешивающую арматуру заделывают при этом на длине, равной $1,2d_u$, которая определяется по усилию на опоре, увеличенному в 1,2 раза. Второстепенные стержни консоли лучше всего выполнять в виде шпилек, укладывать в два ряда и заделывать за пределами первого сжатого раскоса.

2.3.3 Нагрузки, приложенные к низу балок или подобных им элементов

Так как бетон является неподходящим материалом для передачи растяжения, нагрузки, подвешенные снизу, должны быть переданы на верхнюю зону балки с помощью стальных стержней. Для этого подходят г л а д к и е

стальные стержни без сцепления с бетоном, имеющие анкерные пластины, крюки или петли (рис.2.3 - 8).

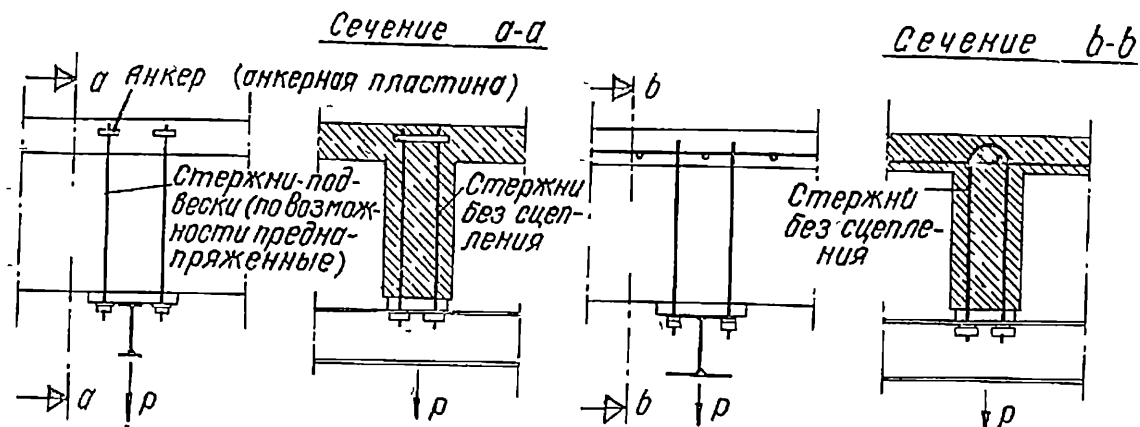


Рис.2.3 - 8. Передача на верх конструкции нагрузок, подвешенных снизу, с помощью гладких стержней

Рекомендуется выбирать высокопрочную сталь и стержни, работающие на растяжение, предварительно напрягать до такой степени, чтобы усилие в стержне, вычисленное с учетом потерь от усадки и ползучести, при действии нагрузки составляло $1.2R$. Это особенно желательно при подвесных подкрановых путях.

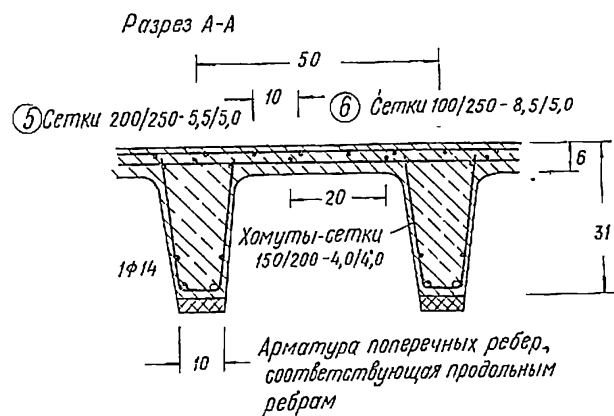
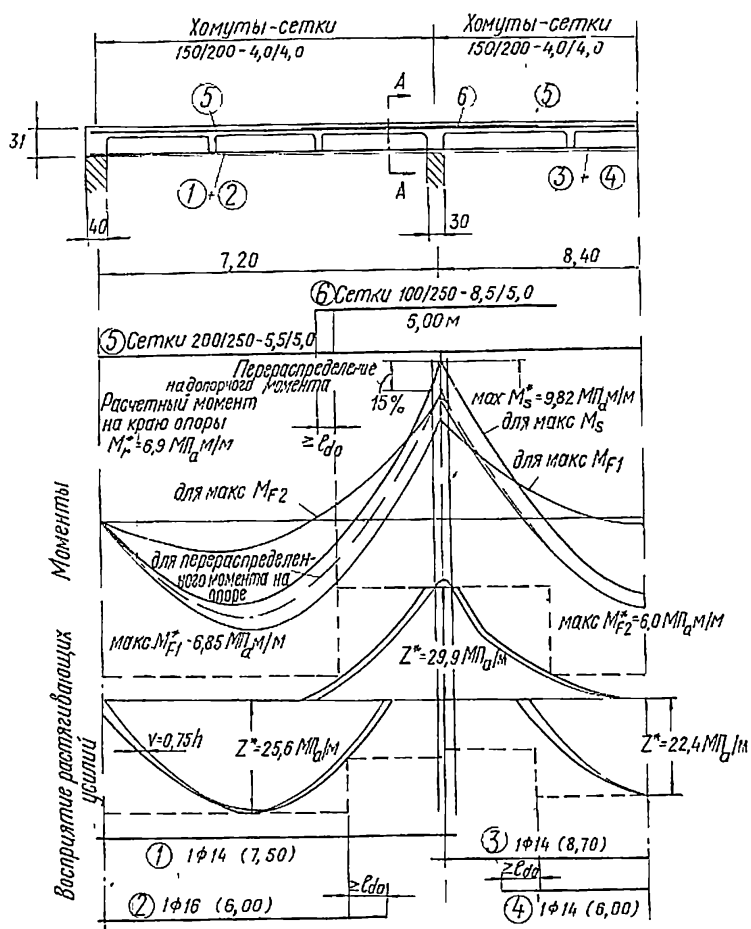
2.4 АРМИРОВАНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЧАСТОРЕБРИСТЫХ ПЛИТ

Часторебристые плиты до некоторой степени представляют особый случай. Они особенно экономичны, когда используются все возможности по упрощению армирования.

Продольная арматура ребер - от одного до двух стержней, никаких отгибов, один из двух стержней может быть оборван в пролете.

При многопролетных плитах перераспределение моментов особенно выгодно. Понижение моментов M_{st} на опоре уменьшает необходимую длину утолщений ребра для восприятия сжимающих напряжений в нижней зоне, сокращает расход стали, так как плечо внутренней пары Z для моментов M_{Feld} в пролете значительно больше, чем для моментов на опоре, и позволяет включать в восприятие моментов на опоре сетки верхней плиты.

Моменты могут быть перераспределены на 15%. Определенная таким образом арматура показана на рис.2.4 - I.



Неразрезные ребристые плиты

Нагрузки: $q_K = 5000 \text{ Н/м}^2$

$q_K = 5000 \text{ Н/м}^2$

Материал: $R'_{\delta K} = 2000 \text{ Н/см}^2$

$R_{\alpha K} = 42000 \text{ Н/см}^2$

и 50000 Н/см^2

Рис.2.4 - I. Арматура неразрезной ребристой плиты с учетом перераспределения моментов в стадии II

2.4.1. АРМИРОВАНИЕ РЕБРИСТЫХ ПЛИТ

Сетка для момента на опоре должна достигать по крайней мере нулевой точки момента M_0 в состоянии I, если при полезной нагрузке в смежном пролете после перераспределения моментов отрицательные моменты не распространяются еще дальше в пролет. Но этот случай может быть только при очень большом соотношении полезной нагрузки q к собственному весу q_s .

Хомутам в ребрах можно придавать такую форму, как это изображено на рис. 2.4, - 2.

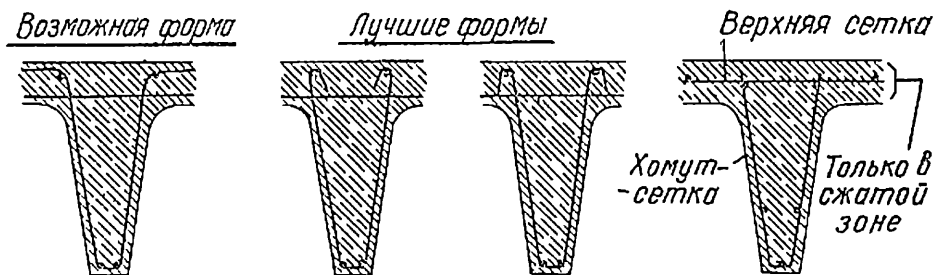


Рис.2.4 - 2. Хомуты ребристых плит

Крюки, повернутые вовнутрь, рекомендуются при применении сеток в плите, когда шаг их продольных стержней согласован с шагом ребер, например, является кратным 25 см (составляет 50 или 75 см).

Наименьшая трудоемкость достигается при использовании в качестве хомутов гнутых сеток и готовых сеток в плите.

Продольная арматура плит может быть уложена вверх и вниз, так как плита между ребрами работает в основном в поперечном направлении (в виде некоторого свода, закрепленного в ребрах), а продольные изгибающие моменты в ней практически равны нулю. Поэтому в пролете плит достаточна одиночная арматура или сетка с несколькими слабыми продольными стержнями.

2.5 АРМИРОВАНИЕ БАЛОК-СТЕНОК ПРИ $l/h \leq 2$

Подробное изложение правил расчета и армирования для балок-стенок можно найти в [2.25] .

Сжимающие напряжения особенно существенны в зонах опирания предельно допустимых балок-стенок. Приведенные значения смятия на опоре даны в предположении, что сопротивление смятию не ослаблено нагроможденной или невыгодно расположенной арматурой, например, крюками, загнутыми в вертикальной плоскости.

2.5.1 Непосредственно опертые балки-стенки, загруженные сверху

2.5.1.1 Однопролетные балки-стенки

Важно, чтобы в балках-стенках, загруженных сверху, траектории главных растягивающих напряжений были очень пологи (рис.2.5 - 1), поэтому рабочая арматура, в основном, должна укладываться горизонтально.

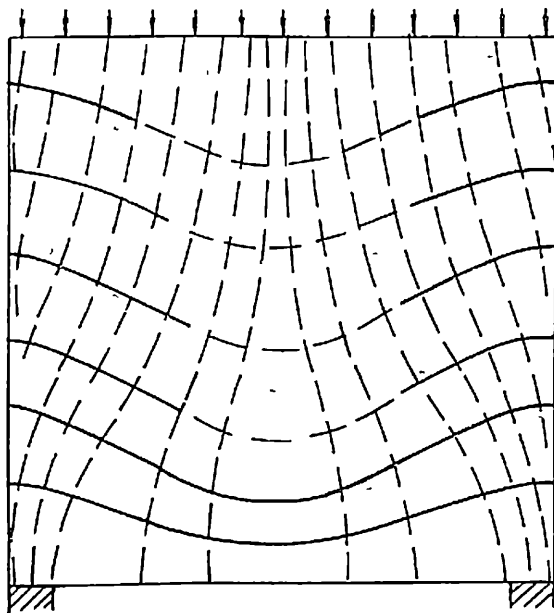
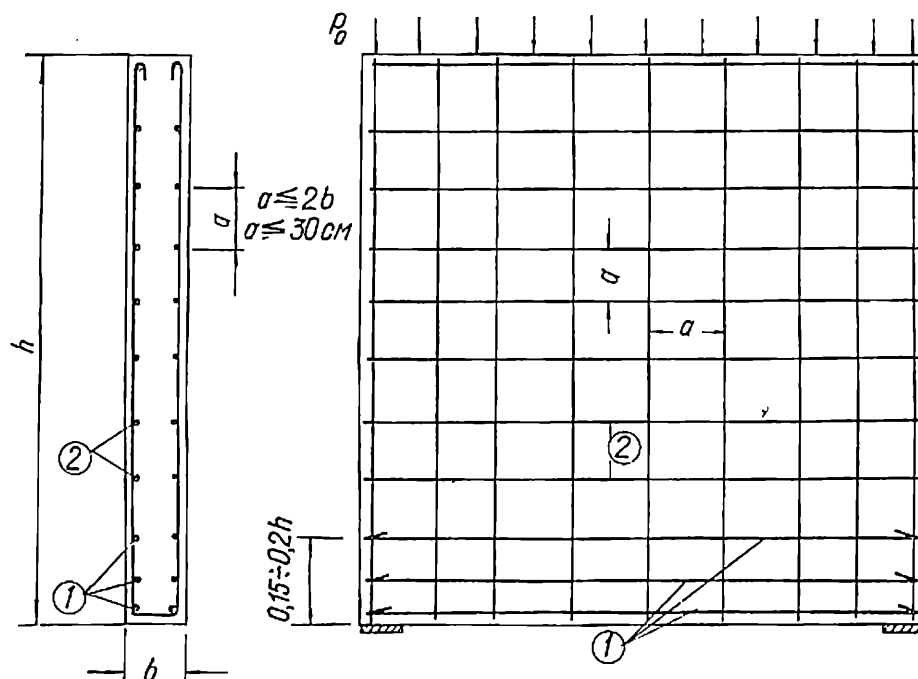


Рис.2.5 - 1. Характер траекторий главных напряжений в балках-стенках ($l/h = 1,0$), загруженных сверху

Хомуты применяются лишь из конструктивных соображений для охвата основной нижней арматуры и крепления остальных горизонтальных стержней. Утогнутые стержни вредны. Основная нижняя арматура проходит без изменения ее сечения от опоры до опоры. В зонах опирания она заделывается из расчета на усилие $0,8Z^*$. При коротких размерах заделка усиливается горизонтальными крюками, анкерными пластинами или стальными уголками. Основная арматура распределяется по высоте на участке, составляющей от $0,15$ до $0,20h$ (рис.2.5 - 2). При этом, если $l/h \geq 1$, в качестве h принимается общая высота стенки, а если $l/h \leq 1$, вместо h принимается величина l пролета.

Вертикальные края и краевые стержни должны быть охвачены горизонтальными хомугообразными стержнями, которые близ опоры, особенно при утолщениях стенки на концах, должны быть уложены чаще, чем в остальном теле элемента (рис.2.5 - 3).



Основная арматура с длинными
горизонтальными крюками

сетки или вертикальные хо-
муты и горизонтальные петле-
видные хомуты над основной
арматурой

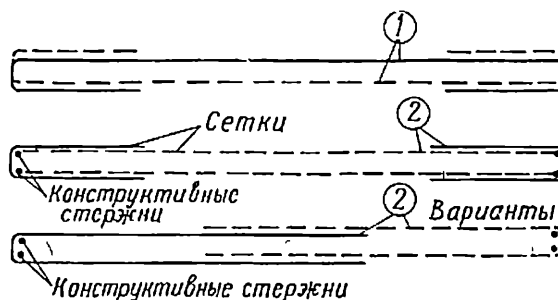


Рис.2.5 - 2. Армирование непосредственно опертю и загруженной поверху балки-стенки

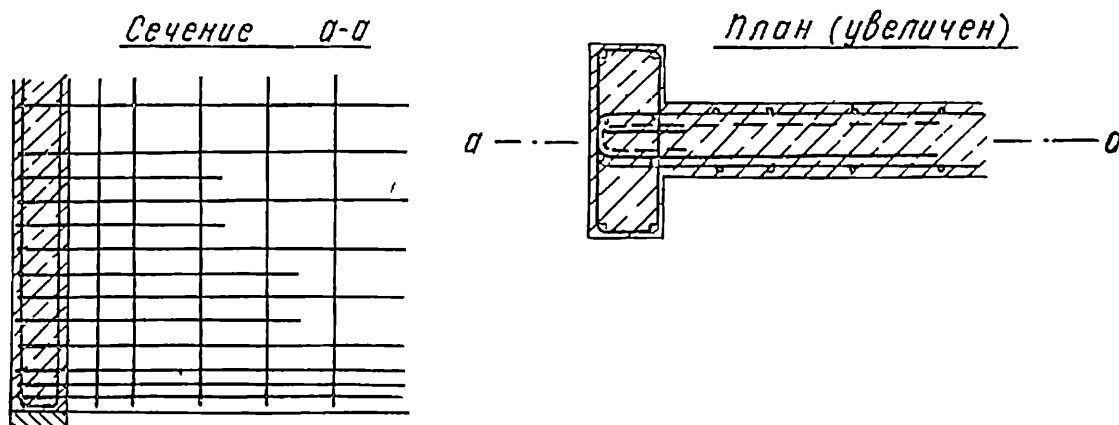


Рис.2.5 - 3. Армирование в зоне опирания балки-стенки (по рис.2.5 - 2), концы которой усилены при помощи пятастр или утолщений

2.5.1.2 Многопролетные балки-стенки

У многопролетных балок-стенок траектории главных растягивающих напряжений пролегают тоже очень полого (рис.2.5 - 4).

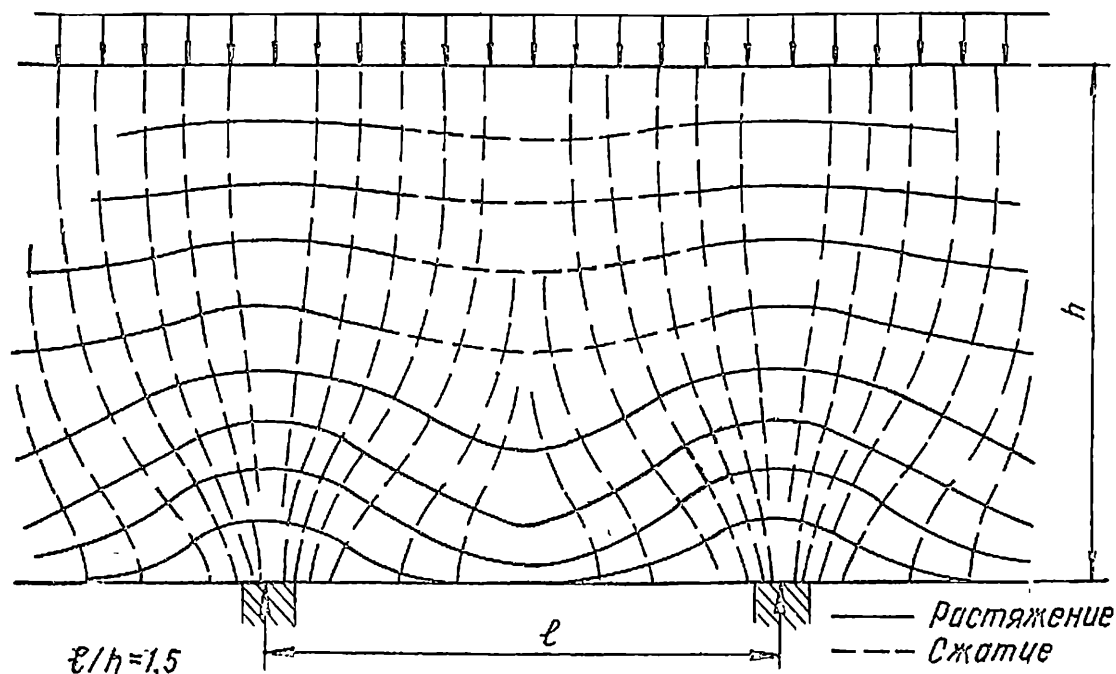


Рис.2.5 - 4. Характер траекторий главных напряжений в балках-стенках в состоянии I и при нагрузке, приложенной поверху

Основную нижнюю арматуру целесообразно в пролете укладывать сквозной, без обрывов, и стыковать над промежуточными опорами стыком внахлестку, передвигая усилие сжатия. Концевые анкеры и распределение по растянутой зоне, как и в предшествующем разделе.

Арматура для восприятия моментов на опоре распределяется по высокой растянутой зоне согласно рис.2.5 - 5; она укладывается по крайней мере по половине всей длины стенки как часть сетчатой арматуры. На другой половине стенки сетка может быть дополнена стержнями длиной примерно по $0,8h$ или же от $0,7$ до $0,8l$ (когда $l/h < 1$) (рис.2.5 - 5 - 2.5 - 8) при шаге стержней от 10 до 15 см.

Распределенная таким образом арматура на опорах воспринимает также и возможные раскалывающие усилия, возникающие вследствие действия опорных реакций. В балках с $l/h \leq 1$, у которых теоретически в верхних волокнах над опорой никакие растягивающие напряжения σ_x не возникают, нужно также укладывать верхнюю краевую арматуру. Отогнутые стержни целесообразны лишь при подвесной нагрузке или при непрямом опирании стенки (см.разд.2.5.2).

Необходимо учитывать чувствительность многопролетных балок-стенок к неравномерным вертикальным смещениям на опорах, а также к упругим деформациям опор, включая и прилежащие части конструкции.

В области утолщений опор необходимо вводить дополнительную арматуру согласно рис.2.5 - 3.

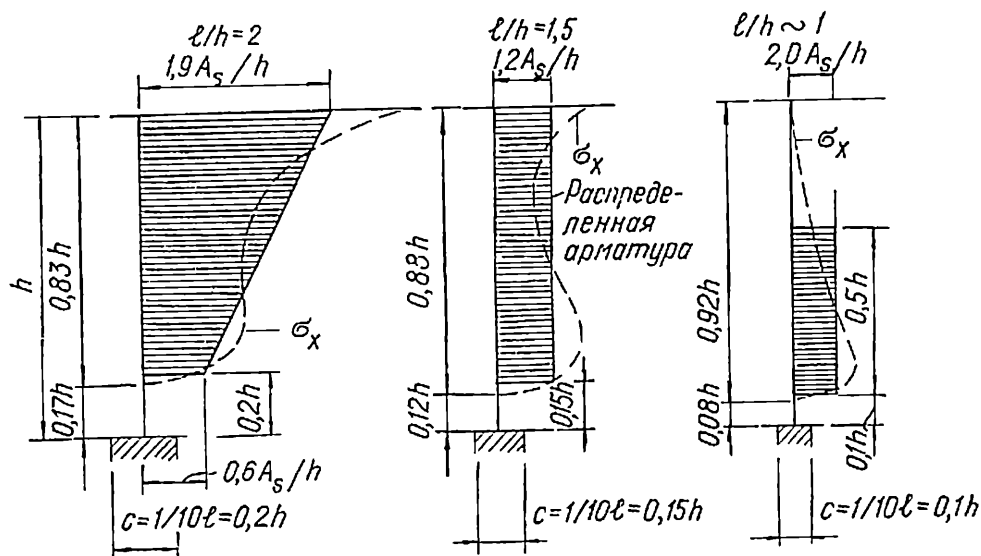


Рис.2.5 - 5. Указание по распределению растянутой арматуры над опорами многопролетной балки-стенки

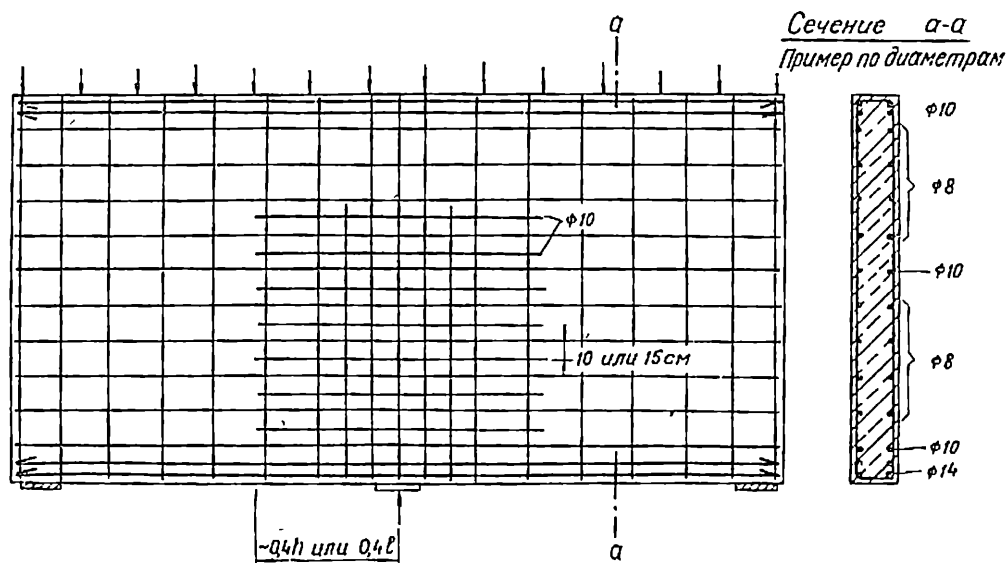


Рис.2.5 - 6. Армирование многопролетной балки-стенки ($l/h = 1$)

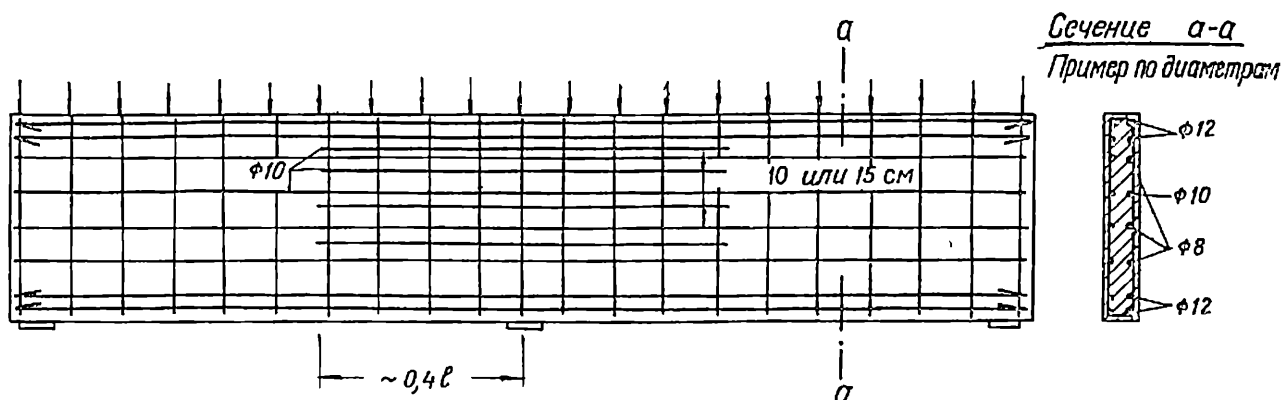


Рис.2.5 - 7. Армирование многопролетной балки-стенки ($l/h = 2,5$)

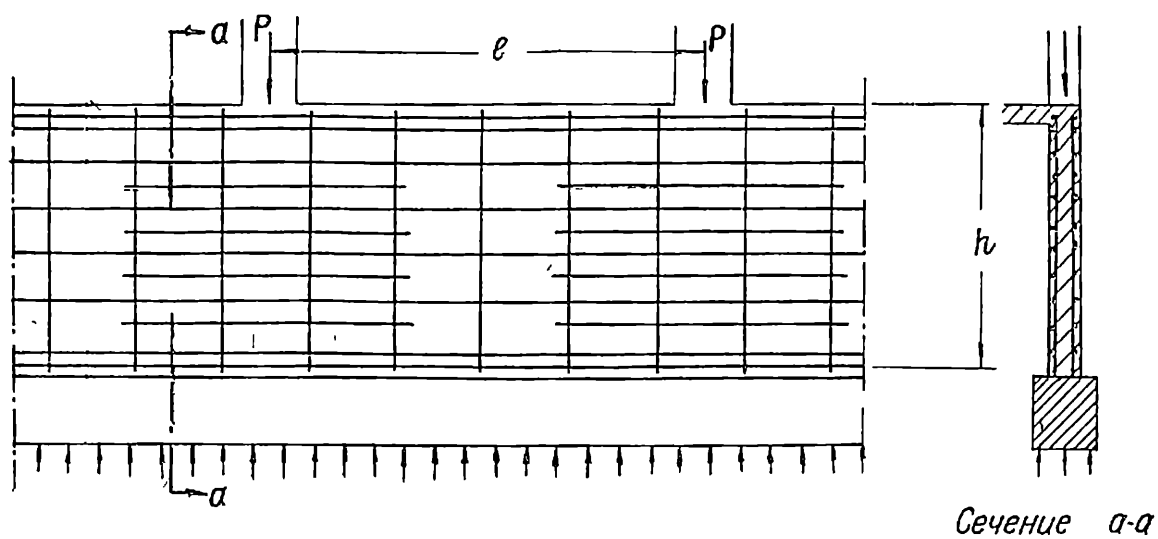


Рис.2.5 - 8. Армирование подвальных стен, которые загружены сосредоточенными нагрузками

2.5.1.3 Консольные_стенки

При прямом опирании и нагружении сверху основная верхняя арматура, зависящая от соотношения l/h , распределяется по высоте согласно рисунку 2.5 - 9 и заделывается по краю в соответствии с правилами, приведенными в п.2.5.1.2.

Распределение арматуры за пределами консоли зависит от расположения сил, удерживающих консоль от опрокидывания (см.рис.2.5 - 10).

Для сетчатой арматуры действительно сказанное в разделе 2.5.1.1.

Если в зонах размещения арматуры расположены плиты перекрытия, то в них может быть перенесена часть арматуры, требуемой для балки-стенки.

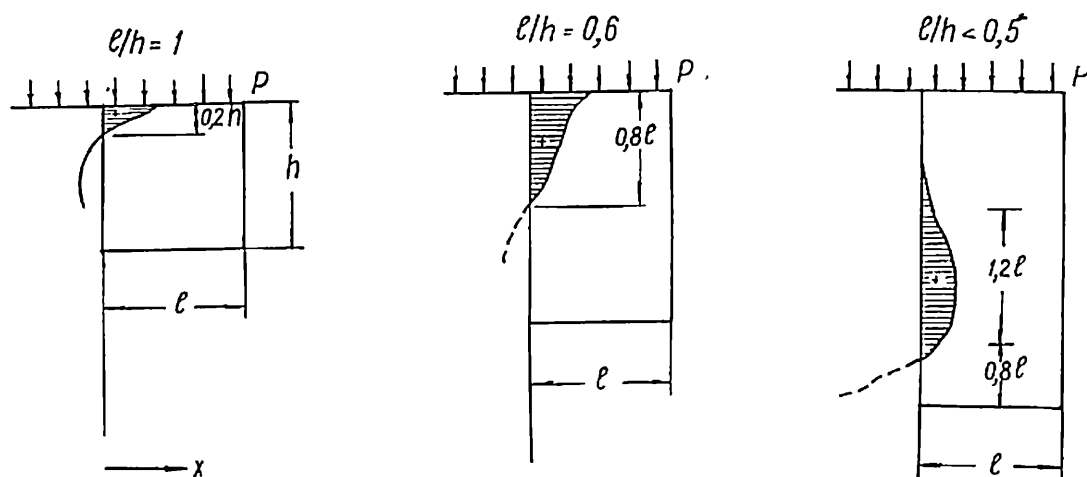


Рис.2.5 - 9. Распределение в опорном сечении напряжений σ_x и размещение основной арматуры по высоте у консольных балок-стенок

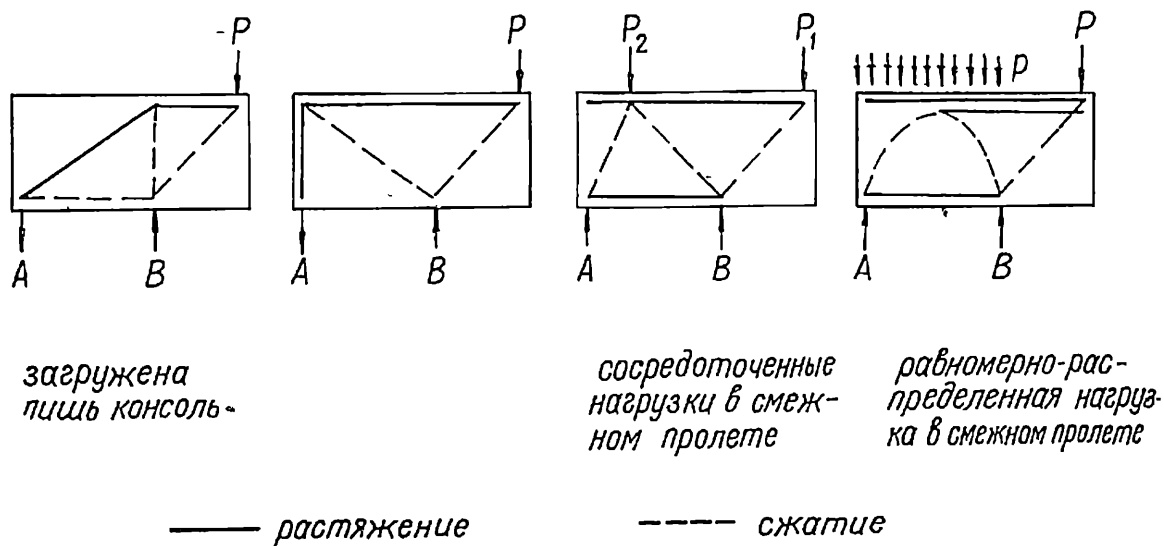


Рис.2.5 - 10. Схематическое распределение усилий в консольных балках-стенках

2.5.2 Балки-стенки с подвесной нагрузкой

При подвесной нагрузке линии траекторий главных напряжений располагаются по рис.2.5 - 11, а. Кроме основной горизонтальной арматуры соответственно разделу 2.5 - 1 (см.рис.2.5 - 2), нужно уложить частую вертикальную подшивающую арматуру в виде хомутов или хомутов-сеток (шаг стержней 10-15 см). Такая арматура при $l/h > 1,2$ должна быть заделана у верхнего края, а при $l/h \leq 1,2$ - примерно вдоль полуокружности радиуса $0,5l$ (рис.2.5 - 11, б и 2.5 - 12, а).

Арматура подвесок должна выполняться в виде хомутов, охватывающих арматуру обвязки, через которую передается нижняя нагрузка. Соответственно нижняя арматура плиты перекрытия, подвешиваемой к балке-стенке, должна укладываться сверху нижнего ряда основной горизонтальной арматуры-стенки, чтобы наклонные сжимающие усилия, которые туда сходятся, могли быть подхвачены вертикальной арматурой (рис.2.5 - I2,б).

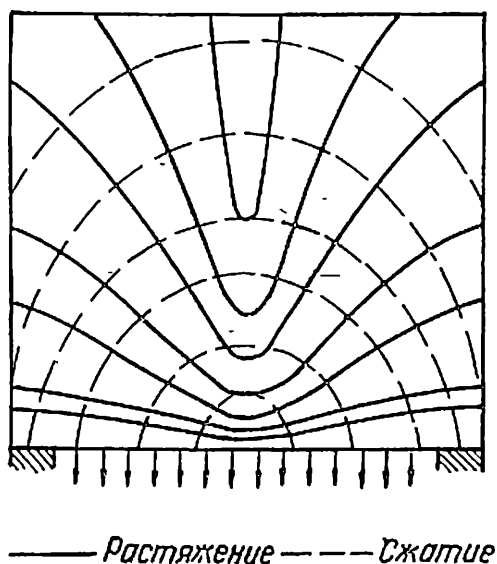


Рис.2.5 - II,а: Траектории главных напряжений у балок-стенок при подвесной нагрузке ($\ell/h = 1$)

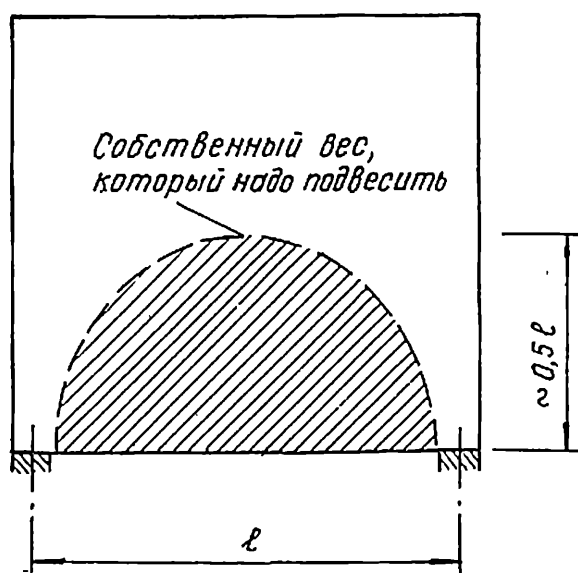


Рис.2.5 - II,б. Зона собственного веса, требующего подвешивания

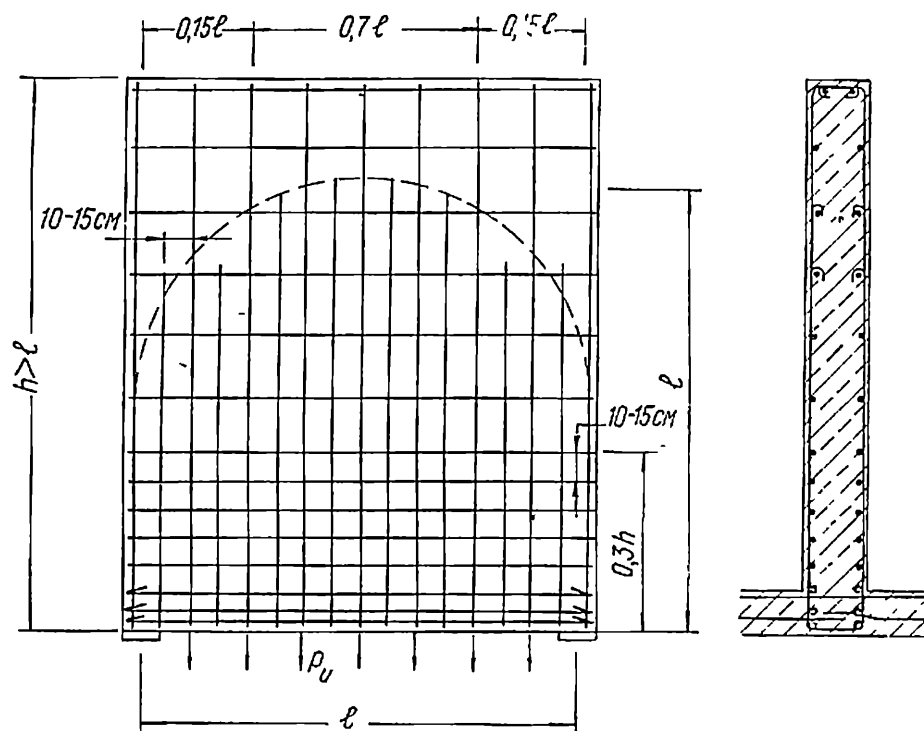


Рис.2.5 - 12а. Армирование балок-стенок с подвесной нагрузкой

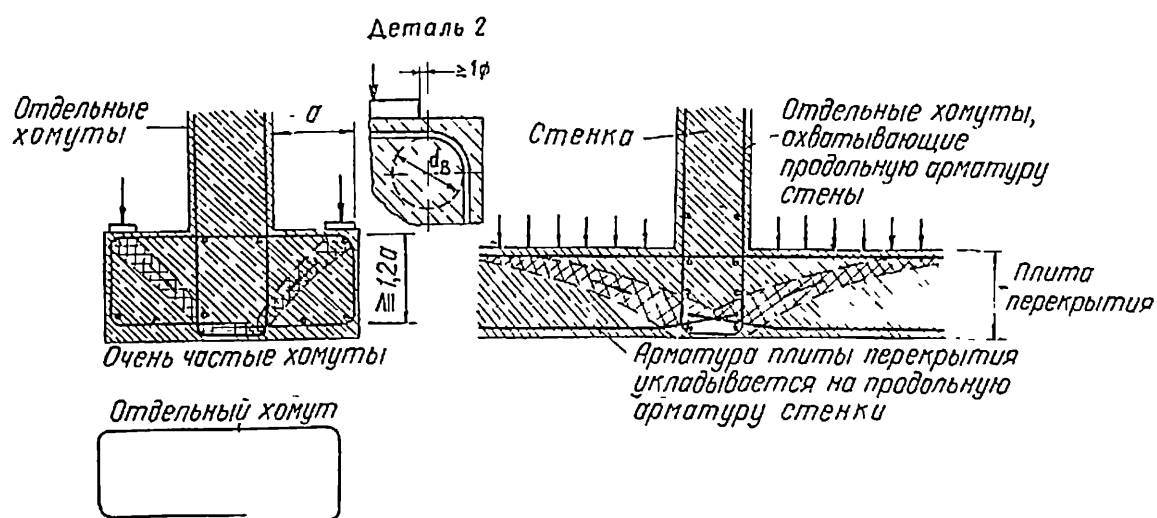


Рис.2.5 - 12б. Армирование узлов соединения балок-стенок с нижним поясом, предназначенным для передачи подвесной нагрузки

2.5.3 Непрямое опирание балок-стенок

Основная горизонтальная арматура балок-стенок с непрямым опиранием распределяется таким же образом, как у непосредственно опертых балок-стенок.

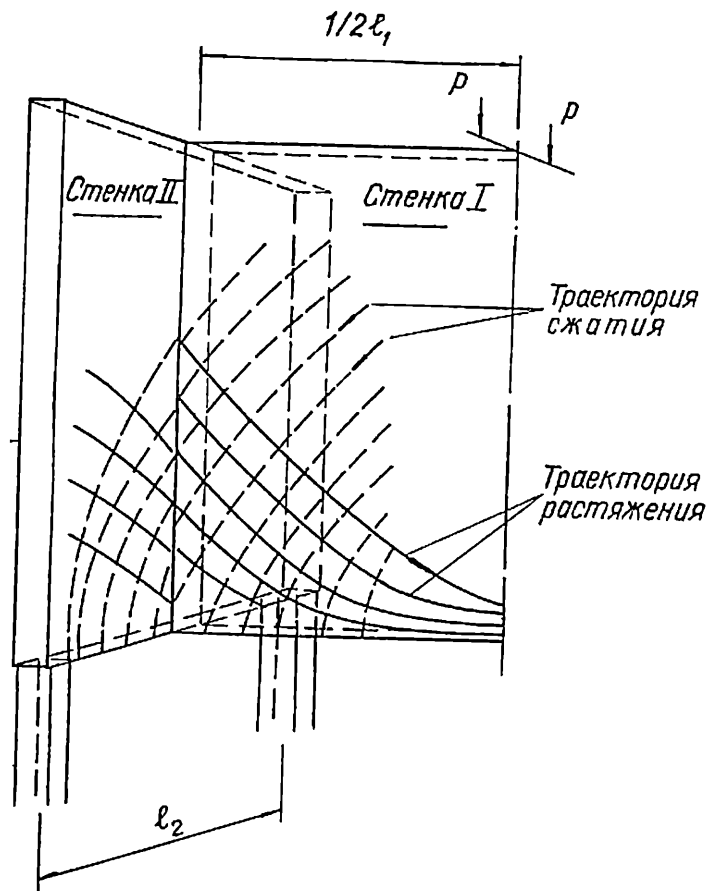


Рис.2.5 - 13. Траектории главных напряжений в зоне сопряжения стенок

по сжатым раскосам в нижней трети своей высоты на опорную балку-стенку II, которая тем самым загружается внизу и должна быть дополнительно заармирована с помощью хомутов-подвесок для полного восприятия опорного давления стенки I (рис.2.5 - 14).

Отмеченная на рисунке 2.5 - 14 зона передачи нагрузки ($0,5 h$ х $0,5 h$) балки-стенки I должна при умеренных усилиях ($Q^* \approx$ примерно $\frac{1}{2}$ макс. Q^* при макс $Q^* = 0,1 h \cdot b \cdot R_b^*$) армироваться частыми вертикальными и горизонтальными хомутами, которые соответственно рассчитываются для $Z_{вы}^* = 0,8 Q^*$. При более значительных усилиях $Q^* > \frac{1}{2}$ макс. Q^* , кроме указанной арматуры в стенки закладываются хомуты с наклоном от 40 до 45° к горизонту, которые рассчитываются минимум на восприятие $0,5 Q^*$ (рис.2.5 - 15).

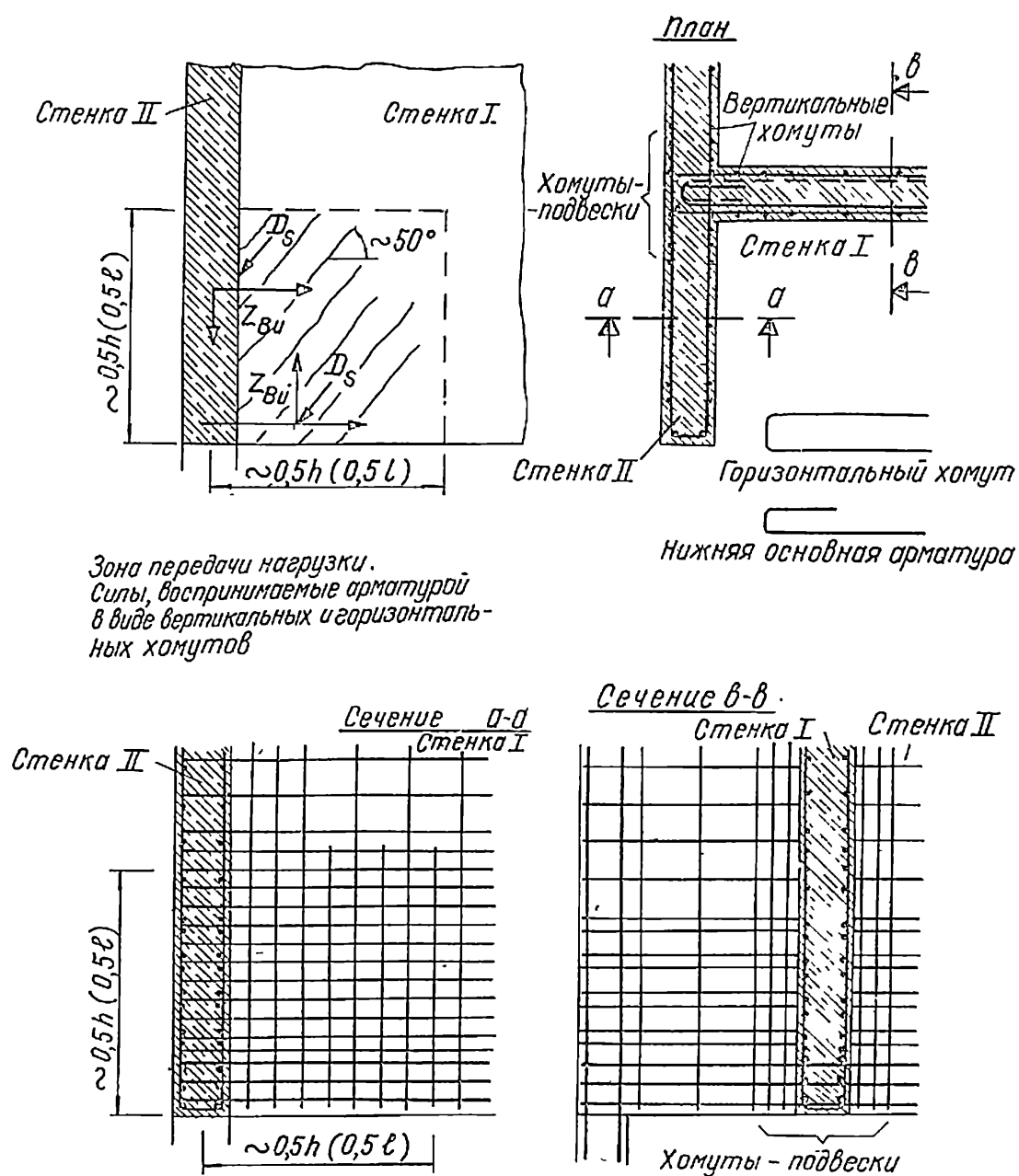


Рис.2.5 - 14. Армирование зоны сопряжения стенок при умеренных усилиях, возникающих в стыке

Хомуты подвесные опорной стенки II при высоких уровнях напряжений могут для ограничения раскрытия трещин наполовину быть заменены наклонными или отогнутыми стержнями с большим радиусом загиба (рис.2.5 - 16).

У опорных балок-стенок II при высоких уровнях напряжений в месте стыка расчетная наклонная арматура заделывается петлеобразно внизу прилегающей балки стенки I, а сверху заводится в арматуру консольного пояса (рис.2.5 - 17).

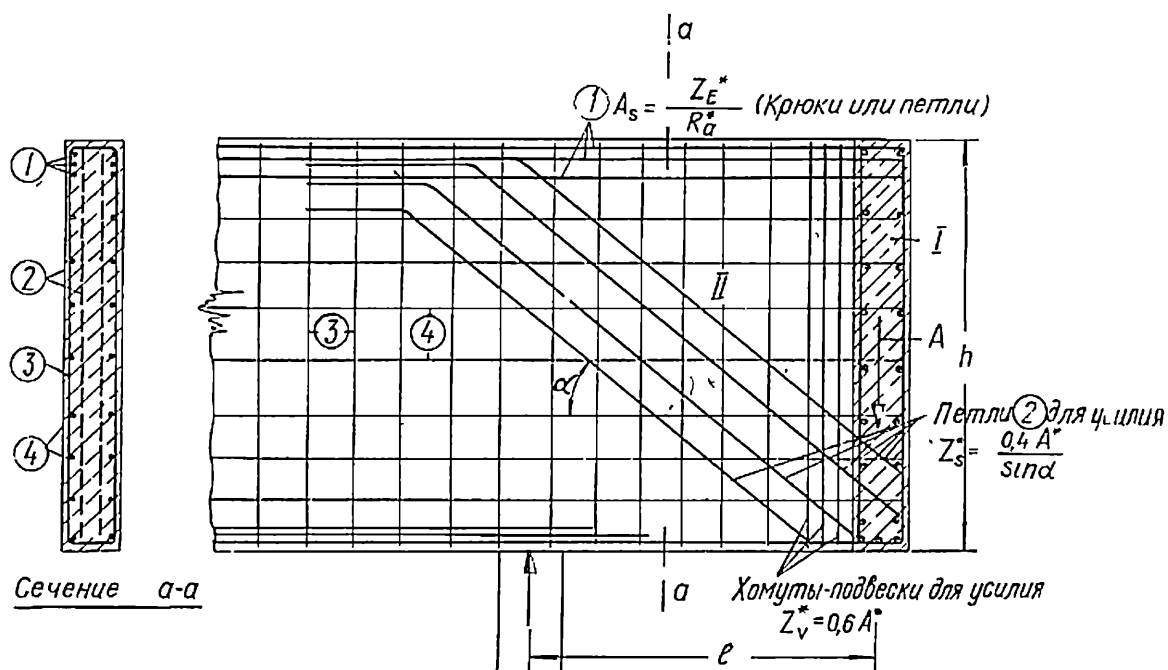


Рис.2.5 - 17. Армирование опорной консольной балки-стенки II при высоких уровнях напряжений в месте примыкания балки-стенки I

2.6 АРМИРОВАНИЕ КОНСОЛЕЙ

Подробное изложение приводится в работах [2.26] и [2.27].

Короткие консоли чаще всего встречаются на колоннах, поэтому будет рассмотрен этот случай.

Траектории главных напряжений в короткой консоли, нагруженной вертикальной силой, показаны на рис.2.6 - 1.

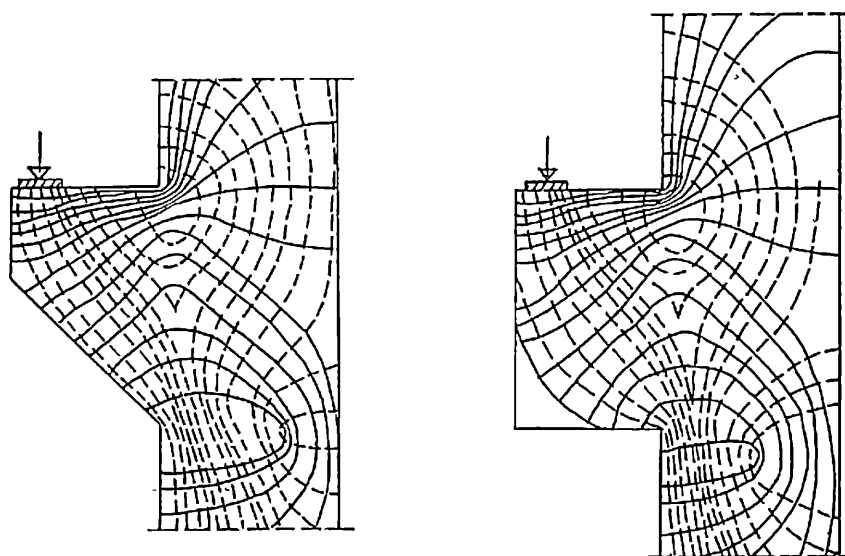


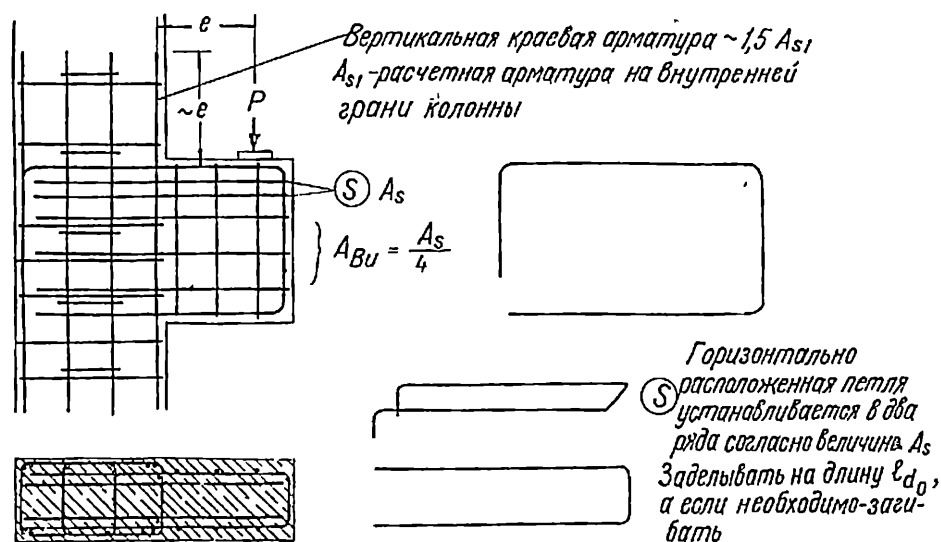
Рис.2.6 - 1. Траектории главных напряжений в консолях [2.26]

Величина растягивающего усилия Z^* между местом приложения нагрузки и колонной почти постоянна, поэтому заанкеривание необходимо выполнять под плитой, на которую передается нагрузка. Это означает, что в большинстве случаев необходимы горизонтально расположенные петли или анкерные устройства. Следует обратить внимание на то, что подкрановые балки передают на консоли горизонтальные усилия, которые увеличивают растягивающую силу в ее верхней арматуре. Дополнительная арматура на восприятие косых растягивающих усилий в колонне выше консоли необходима только тогда, когда колонна не загружается сверху. Растягивающие усилия, действующие под углом до 45° , в остальном теле консоли в большинстве своем невелики.

Соответствующая арматура под углом 45° необходима лишь при сильно загруженных консолях и осуществлять ее лучше всего в виде нескольких хомутов.

При небольших и средних нагрузках достаточна арматура, приведенная на рис.2.6 - 2. Горизонтальная арматура консоли должна быть хорошо заделана в колонне.

Армирование горизонтально расположенными петлями



Армирование сварными каркасами

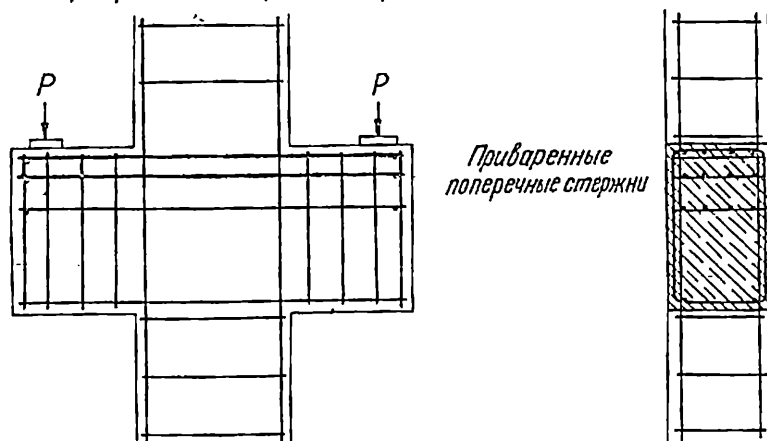


Рис.2.6 - 2. Армирование коротких консолей (колонн, несущих подкрановые балки.)

Арматура для сильно нагруженной консоли приведена на рисунке 2.6 - 3.

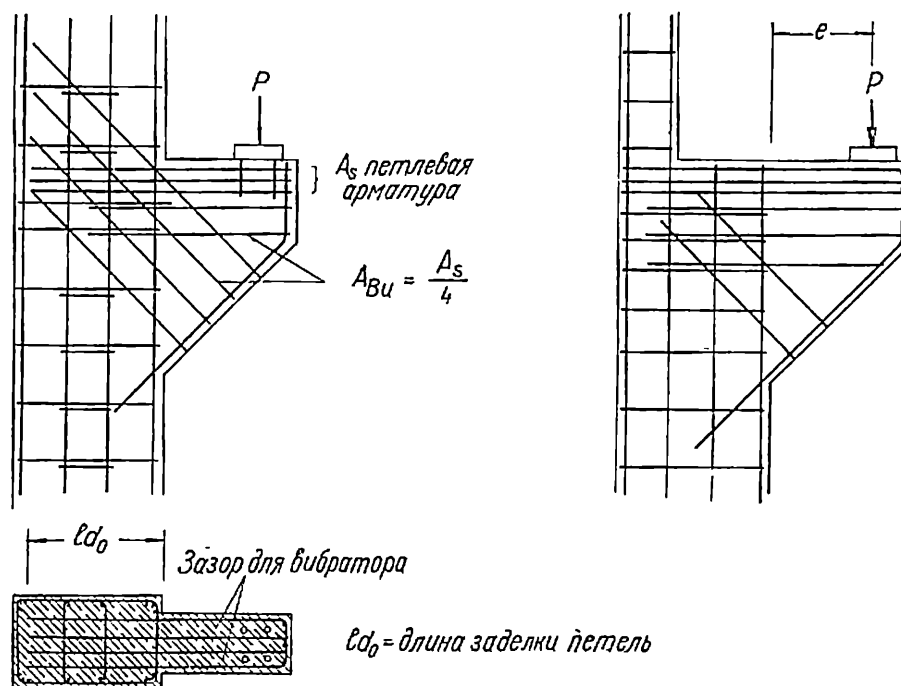


Рис.2.6 - 3. Армирование сильно нагруженной консоли (колонны для подкрановых путей)

Предпочтительно армирование несколькими рядами петлеобразных стержней. В этом случае консоль можно легко пробетонировать и оставить гнезда для анкеров опорной пластины, кроме этого, необходимые в этом случае тонкие стержни не требуют больших размеров заделки в колонне, так что в большинстве случаев их можно устанавливать без загибов.

Опорная пластина располагается согласно рис.2.6 - 4, чтобы избежать откола передней грани консоли.

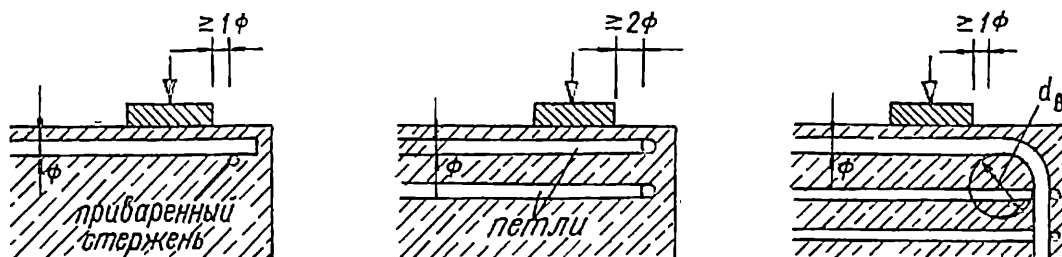


Рис.2.6 - 4. Положение опорной пластины

Если нагрузка на консоль передается по ее высоте, например от расположенной в том же уровне монолитной подкрановой балки (рис.2.6 - 5), надо обеспечить передачу нагрузки с низа консоли на колонну, что осуществляется здесь косыми стержнями, согнутыми, как показано на по-

зиции А. Значения коэффициентов 0,6 и 0,5 на рис.2.6 - 5 не являются точными.

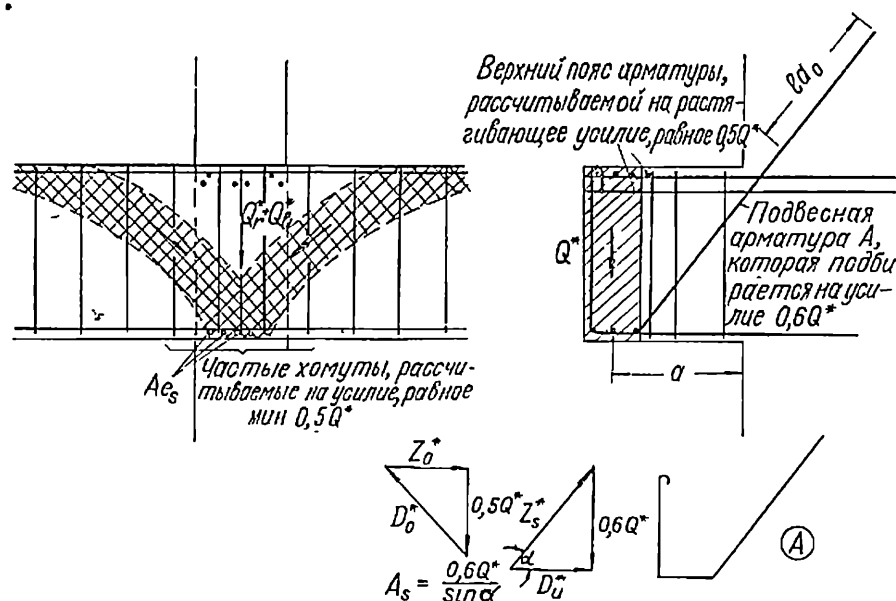


Рис.2.6 - 5. Армирование консольного примыкания балки к колонне

2.7 АРМИРОВАНИЕ ЭЛЕМЕНТОВ, РАБОТАЮЩИХ НА КРУЧЕНИЕ

Способы вычисления напряжений от кручения подробно рассматриваются в руководстве "Поперечная сила - кручение". Ниже дан лишь краткий обзор.

При кручении элемента по его поверхности возникают винтообразные траектории главных растягивающих и сжимающих напряжений, имеющие наклон 45° к оси. Наиболее выгодной была бы арматура, устанавливаемая вдоль траекторий главных сжимающих напряжений (перпендикулярно площадкам главных растягивающих напряжений (рис.2.7 - 1).

Однако такое армирование трудно осуществимо, особенно в балках прямоугольного сечения, поэтому предпочтение отдается арматуре из продольных стержней и поперечных хомутов. При чистом кручении армирование должно обладать одинаковым сопротивлением как в продольном, так и в поперечном направлении. Если они различны, то прочность на кручение определяется по более слабому армированию. При изгибе и кручении растянутая арматура, рассчитываемая на изгиб, должна дополнительно укладываться вдоль элемента. При кручении и поперечной силе арматура, работающая на скалывание, должна для восприятия усилий сдвига укладываться поперек в виде хомутов или отогнутых стержней.

Опыты показали [2.28], что при кручении сплошных прямоугольных поперечных сечений несущим является только тонкий наружный слой. При этом эффективная толщина сжатых раскосов (бетона между трещинами) равна лишь примерно $v_k/5$ или $v/6$ (рис.2.7 - 2), в результате чего сплошное сечение можно заменить эффективным юрочатым.

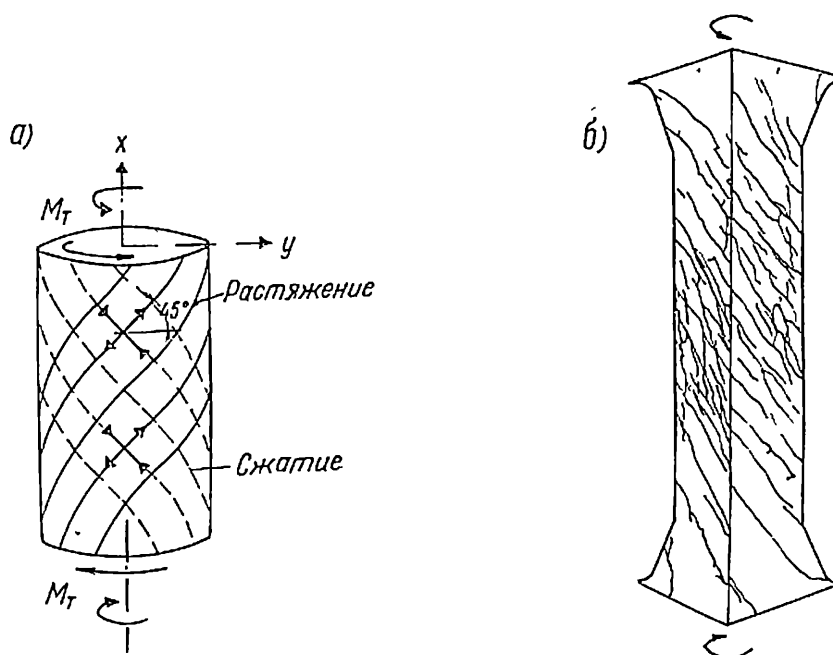


Рис.2.7 - 1. Направление траекторий главных напряжений при кручении (а) и образование трещин в железобетонной призме (б)

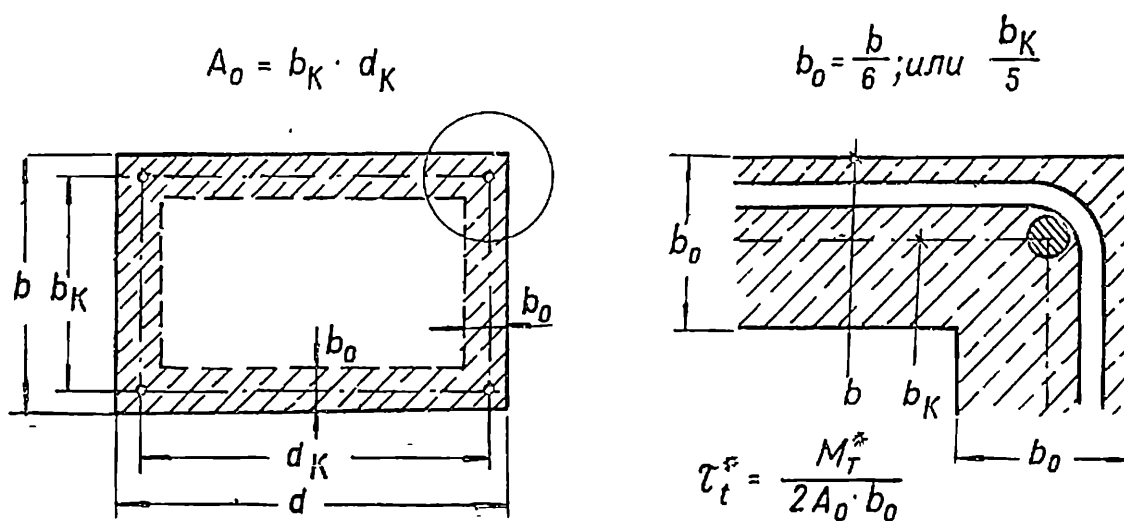


Рис.2.7 - 2. Коробчатое сечение, заменяющее сплошное прямоугольное сечение элемента

Соответственно только укладываемая в стенках заменяющего коробчатого элемента арматура может рассматриваться как эффективно работающая на кручение.

Продольная арматура в сечениях может быть сконцентрирована по углам при b или $d \leq 60$ см, например в виде одного стержня в каж -

дом углу. При больших размерах продольная арматура должна по возможности распределяться равномерно по периметру, причем рекомендуется шаг стержней принимать равным от 10 до 15 см. Диаметры угловых стержней (ϕ_{LE}) зависят от шага хомутов (см. ниже). Продольные стержни должны быть хорошо заанкерены в зоне приложения крутящих моментов. Для предотвращения выломов в зоне анкеровки следует добавлять короткие продольные стержни (длиной около $2d$).

Поперечная арматура обычно изготавливается из замкнутых хомутов. Опыт показал, что перехлестывающиеся крюки (по рис. 2.7 - 3а) достаточны в качестве стыка. Налестка двух отрезков с крюками хомута (согласно рис. 2.7 - 3б) не является необходимой, а при сильной поперечной арматуре для сжатых раскосов даже вредной. Гнутые в виде хомутов сетки должны стыковаться внахлестку на любой стороне образца (2.7 - 3в).

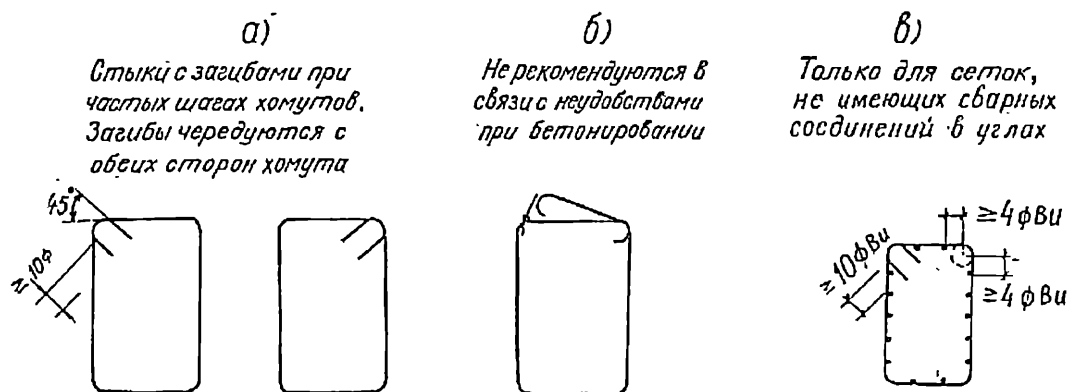


Рис. 2.7 - 3. Конфигурации хомутов в элементах, работающих на кручение

Чтобы избежать откола углов элемента вследствие действия усилий сжатия вдоль раскосов из бетона между трещинами (рис. 2.7 - 4), необходимо при $\tau_t^* \geq 0,6 \tau_{tu}^*$ выдерживать следующие условия.

Шаг хомутов $a_{B\ddot{u}} \leq u/8$ (u - периметр площади бетона между угловыми стержнями);

диаметр угловых стержней $\phi_{LE} \geq \frac{1}{6} a_{B\ddot{u}}$;

при $\tau_t^* < 0,3 \tau_{tu}^*$ $a_{B\ddot{u}} \approx 1,3 u/8$; $\phi_{LE} \geq \frac{1}{16} a_{B\ddot{u}}$

При составных сечениях в форме L, T, I поперечная арматура должна устанавливаться по всему периметру сечения, а хомуты отдельных частей составного сечения во входящих углах надо надежно заанкерить в каждом направлении (рис. 2.7 - 5).

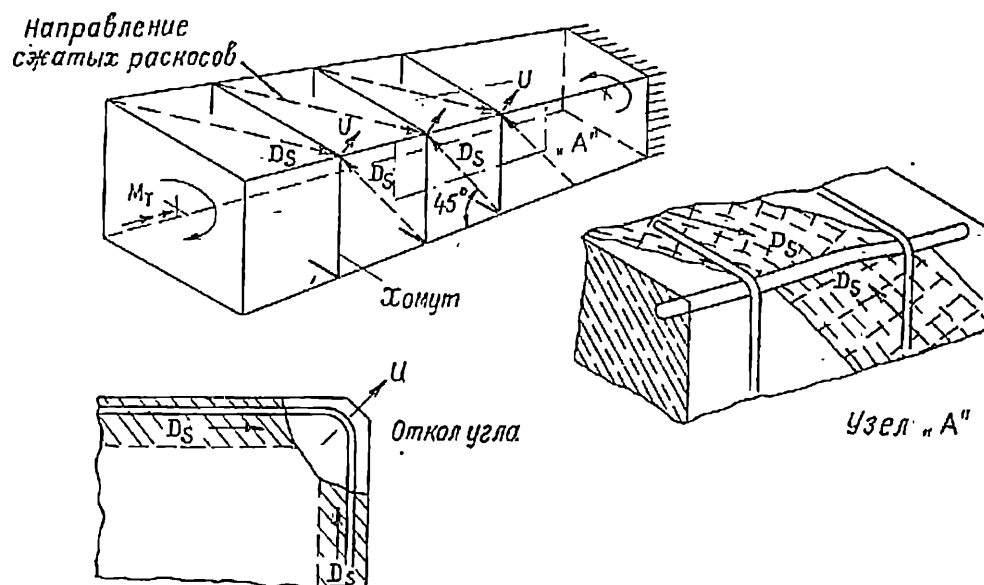


Рис.2.7 - 4. Откола угла под влиянием усилий сжатия бетонных расколов можно избежать путем установки хомутов с частым шагом

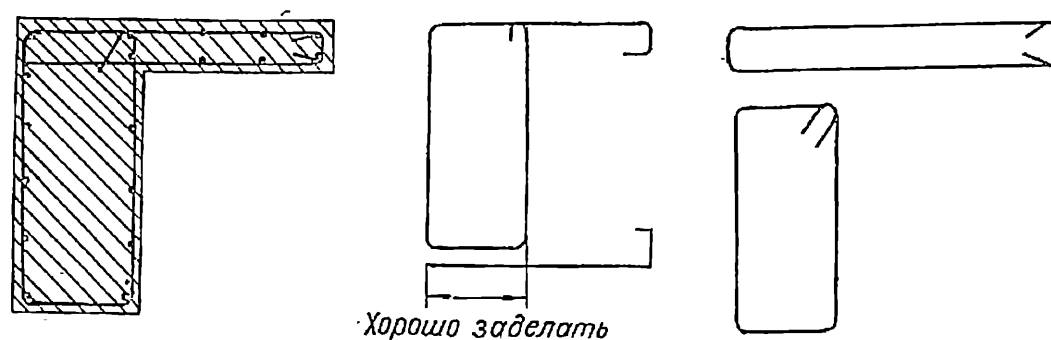


Рис.2.7 - 5. Поперечная арматура в элементах составного сечения, устанавливаемая по всему периметру

У элементов коробчатого сечения можно устанавливать поперечную и продольную арматуру у внешних и внутренних сторон стенок поровну, если последние не толще чем $b/6$ или $d/8$. При более толстых стенках (примерно $b/5$) доля арматуры у внутренних сторон снижается. При еще более толстых стенках арматура, расположенная у внутренней поверхности стенок, не должна учитываться на восприятие усилий от кручения. Необходимо предусматривать достаточную заделку в углах, особенно для расположенных у внутренней поверхности хомутов.

При очень больших напряжениях кручения, возникающих, например, в коробчатых элементах, рекомендуются предварительное напряжение (чтобы избежать снижения жесткости при образовании трещин) и поперечная арматура с наклоненными под углом 45° хомутами, которую в стенках коробчатых элементов легко можно установить. Напряжение сжатых расколов при этом

сокращается примерно до 60%, соответствующим образом сокращаются и деформации.

2.8 АРМИРОВАНИЕ В ЗОНАХ ПРИЛОЖЕНИЯ УСИЛИЙ

Под воздействием сосредоточенных нагрузок возникают в местах их приложения раскалывающие усилия, обусловленные расходящимися в виде луковичи траекториями сжимающих напряжений. Место и размер необходимой арматуры, работающей на восприятие раскалывающих усилий, вытекают, например, из диаграммы, приведенной на рис.2.8 - 1, или могут быть определены приближенно.

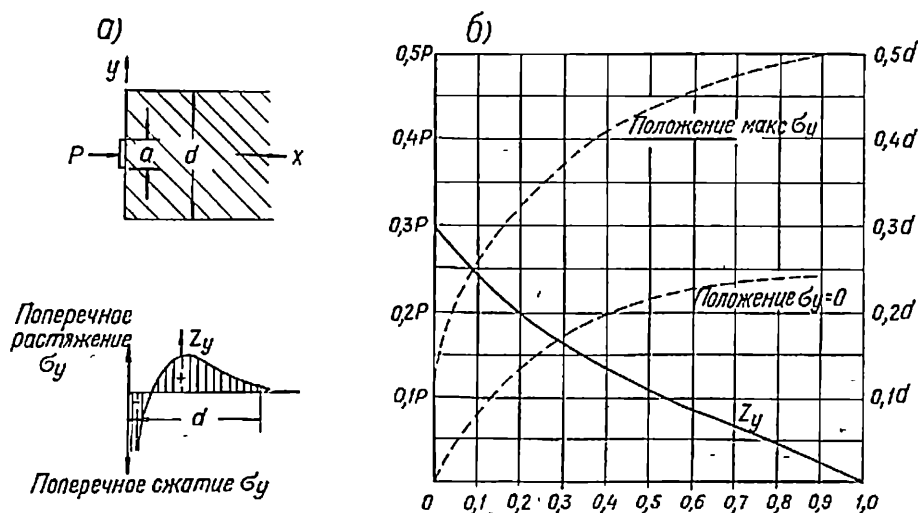


Рис.2.8 - 1. Распределение поперечных напряжений в бетонной приаме под воздействием сосредоточенной нагрузки (а) и величина растягивающего усилия Z_y в виде доли от силы P , а также место наибольшего раскалывающего напряжения $\max \sigma_y$ и начало раскалывающих напряжений $\sigma_y = 0$ (б).

Арматура для восприятия усилий раскалывания необходима лишь тогда, когда раскалывающие напряжения превышают напряжения сжатия от изгиба или продольной силы. Арматуру, работающую на раскол, укладывают лишь тогда, когда максимальное раскалывающее напряжение под разрушающей нагрузкой превышает величину $R_k/2$.

Арматура, работающая на раскол, устанавливается всегда под анкерами напрягаемой арматуры (см. [2.25]).

Примерные места и количество арматуры, работающей на раскол, показаны на рис.2.8 - 2.

Арматура, работающая на раскол, должна состоять из тонких стержней, уложенных в несколько рядов (расстояние между рядами от 10 до 25

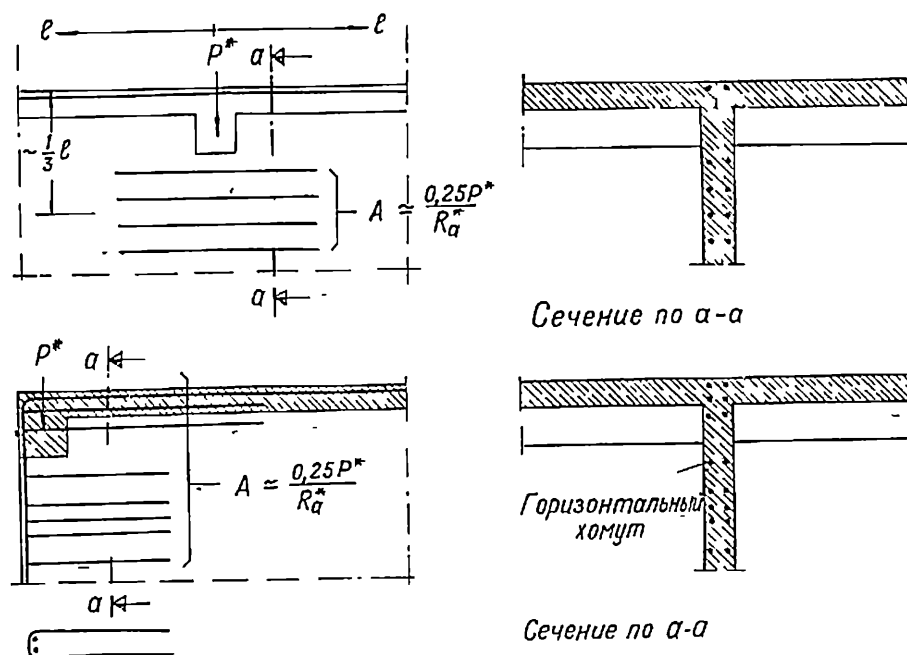


Рис.2.8 - 2. Поперечное армирование стенок в зоне приложения опорных давлений балок

см), при шаге стержней 10-20 см. При нагрузке у края должны быть предусмотрены петлевые анкеры (шпильки).

Правила армирования балок-стенок при приложении нагрузок к стенам аналогичны приведенным в разделе 2.5 .

2.9 АРМИРОВАНИЕ ЭЛЕМЕНТОВ, РАБОТАЮЩИХ НА СЖАТИЕ

2.9.1 Основные положения по армированию элементов, работающих на сжатие

В прочном на сжатие строительном материале, таком как бетон, при действии сжимающих напряжений сжатая стальная арматура в направлении сжатия не нужна или же нецелесообразна и поэтому экономически не выгодна. Поэтому вначале следует решить, имеет ли такое армирование в сжатых элементах смысл и цель. Если имеет, то принимается минимальный процент продольной арматуры относительно необходимого сечения бетона. Такое указание обосновано тем, что при высотных сооружениях при соединении балок с колоннами всегда возникают изгибающие моменты в колоннах, которые, однако, часто в расчете не учитываются.

Армирование в направлении сжатия целесообразно тогда, когда сжимающее усилие может быть приложено с таким эксцентриситетом, что равнодействующая попадает за пределы ядра сечения, и когда, помимо продольной силы, действуют моменты, вызывающие растягивающие напряжения или же когда возникает опасность потери устойчивости. Арматура в направлении сжатия может быть целесообразной и в том случае, когда при восприятии местных пиковых моментов она усиливает бетон в сжатой зоне или сокращает деформации ползучести.

Мощная арматура, работающая на сжатие, может содействовать повы-

шению несущей способности и жесткости сильно затруженных колонн и тем, самым быть целесообразной.

Значение поперечной арматуры в сжатых элементах часто недооценивается. Усилие в направлении сжатия почти всегда вызывает поперечное растяжение, поэтому хомуты в колоннах предохраняют не только сжатые стержни от выпучивания, но и сдерживают развитие продольных трещин в бетоне. В несущих стенах арматура, расположенная параллельно плоскости стены и поперек направления сжатия, обычно более важна, чем вертикальная.

Устойчивость сжатых стержней арматуры, за исключением массивных угловых стержней, может быть обеспечена достаточным защитным слоем бетона и за счет охватывающей горизонтальной арматуры без применения хомутов или шпилек, когда стержни расположены не слишком часто.

2.9.2 Армирование колонн

Диаметры ϕ_L продольных стержней в направлении сжатия зависят от размеров поперечного сечения колонны; чрезмерно толстые стержни приводят к отколу защитного слоя бетона по углам.

Рекомендуемые диаметры стержней:

Наименьший размер сечения, см	$R_{ak} = 22\ 000\ N/cm^2$		$R_{ak} \geq 40\ 000\ N/cm^2$	
	мин ϕ , мм	макс ϕ , мм	мин ϕ , мм	макс ϕ , мм
> 8	7	10	6	10
≤ 25	10	32	8	32
> 25	12	40	10	40 ^{х)}

х) Защитный слой бетона $\bar{u} \geq 1,2 \phi$; для $\bar{u} > 50$ мм защитный слой должен быть армирован сеткой.

В заделках и стыках продольные стержни должны быть без крюков. При возникновении растягивающих усилий следует применять стержни периодического профиля.

Сжатых стыков внахлестку при $\phi \geq 20$ мм по возможности следует избегать (ср. разд. 1.5.4), непосредственное соединение стержней лучше. При более тонких стержнях стыки внахлестку следует по возможности распределять в нижней или в верхней третях колонны по высоте.

При стыках внахлестку, расположенных над перекрытиями, обычно отгибаемые угловые стержни заводят вверх, чтобы воспринять угловые моменты (рис. 2.9 - I). При этом следует учитывать дополнительную поперечную арматуру для восприятия радиальных усилий, возникающих от перегиба арматуры.

Хомуты должны удерживать продольные стержни в их проектном положении и страховать от потери устойчивости. Поэтому расстояние a_{Bu} и диаметр ϕ_{Bu} хомутов должны быть подобраны в соответствии с размерами и нагрузкой колонн.

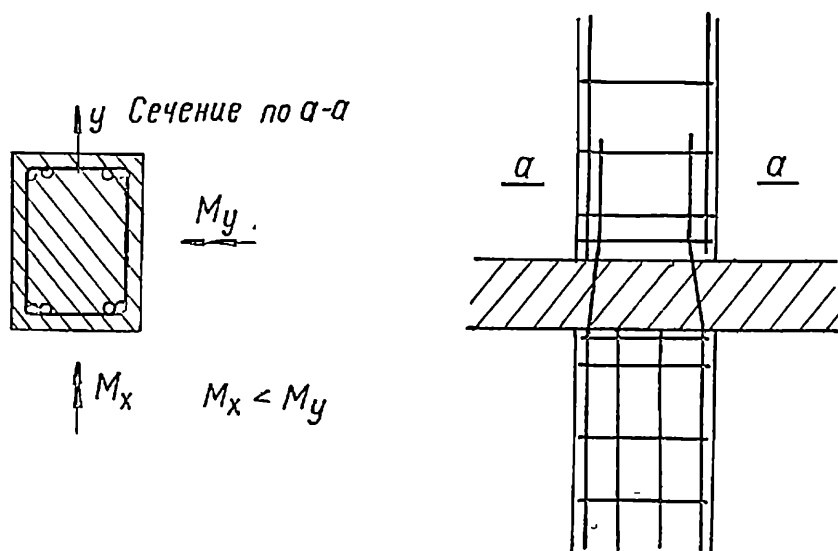


Рис.2.9 - 1. Стыки внахлестку в колоннах на уровне плит перекрытий. Угловые стержни пропускаются с перегибами

При конструировании могут быть приняты следующие положения:

- диаметр хомутов

$$\phi_{Bu} \geq 0,25 \phi_{Lu} \quad \text{или} \geq \frac{d}{70} \quad \text{или} \geq 5 \text{ мм, однако} \leq 16 \text{ мм;}$$

- расстояние между хомутами

$$a_{Bu} \leq 15(2 - \beta) \quad \text{или} \leq 0,8d, \quad \text{однако} \leq 30 \text{ мм,}$$

при этом β указывает на соотношения действующей продольной нагрузки.

Вверху и внизу на колоннах должны быть установлены от двух до трех хомутов с шагом $l/2 - l/4 a_{Bu}$, с тем, чтобы улучшить заделку продольных стержней и предохранить бетон от откола при возникновении моментов (рис. 2.9 - 2).

В углу каждого хомута от потери устойчивости может быть обеспечено не более пяти продольных стержней (рис.2.9 - 3).

Концы хомутов должны перехлестываться. В колоннах с вытянутым четырехугольным сечением расстояние между двумя смежными продольными стержнями не должно быть больше 30 см; оно не должно превышать ширины поперечного сечения колонны.

Промежуточные хомуты по возможности следует распределять таким образом, чтобы обеспечить свободный пропуск бетонолитых шлангов или вибраторных головок. Примеры даны на рис.2.9 - 3, в - д. При этом в одном поперечном сечении все продольные стержни должны быть охвачены непрерывным поясом хомутов. Крюки хомутов должны быть смещены по отношению друг к другу.

Промежуточные стержни при $\phi \leq 14$ мм и с $l \geq 2$ см при высоких марках бетона не требуют страховки с помощью поперечных стержней.

Сетки-хомуты особенно подходящи для поперечной арматуры, когда в качестве противопожарной меры предусматривается усиленный защитный слой бетона. При ячейках размером 5 см достаточен диаметр $\phi = 3$ мм при $10 \text{ см} < \phi_{Bu} \leq 4$ мм. Стыкование сеток-хомутов приведено на рис.2.9 - 4.

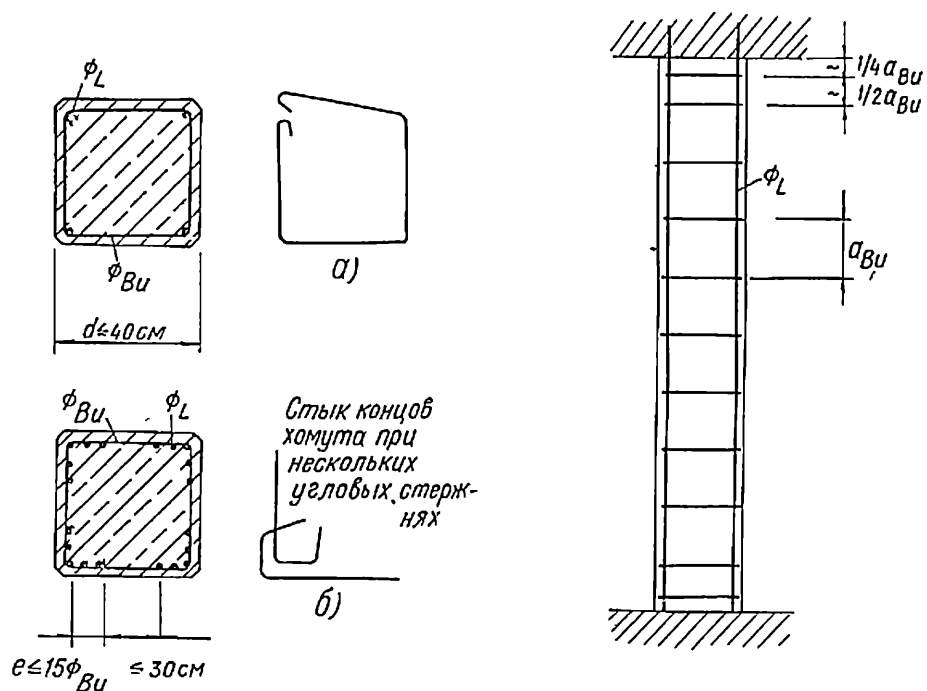


Рис.2.9 - 2. Вверху и внизу колонн первые два-три хомута распределяются с шагом $1/2 - 1/4 a_{Bu}$

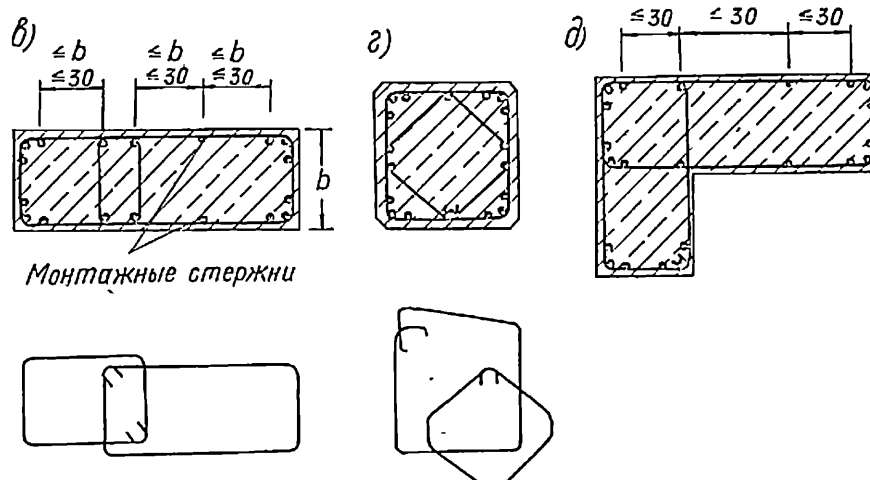


Рис.2.9 - 3. Охват хомутом нескольких продольных стержней и примеры по расположению хомутов

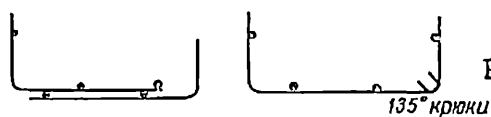


Рис.2.9 - 4. Стык сеток-хомутов

2.9.3 Армирование несущих стен

В первую очередь следует определить необходимость армирования. При незначительной гибкости стены и центрировании нагрузок на стену от плиты согласно рис.2.9 - 5 часто обходятся без арматуры в направлении сжатия.

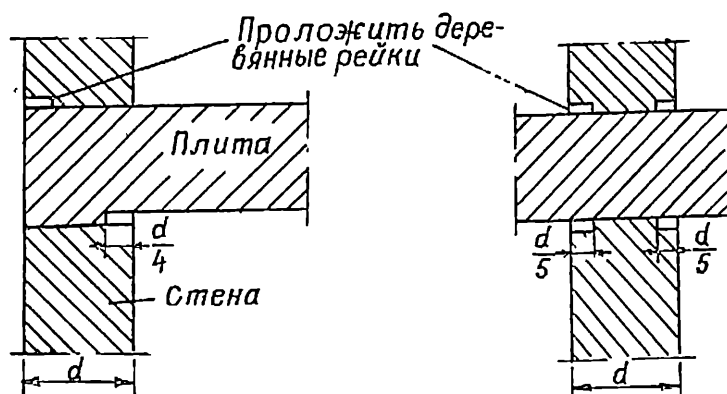


Рис.2.9 - 5. Центрирование нагрузок от стен на плиты

При более высоких напряжениях лучше повысить марку бетона или увеличить толщину стены, чем повысить несущую способность путем укладки арматуры, работающей на сжатие. Таким образом, для вертикальной арматуры достаточны стержни диаметром $\phi \leq 12$ мм при $a \leq 30$ см, не требующие какого-либо предохранения от потери устойчивости.

В армированных стенах горизонтальная арматура при температурных и усадочных напряжениях более важна, чем вертикальная, поэтому горизонтальные стержни необходимо располагать на расстояниях $a \leq 20$ см во внешнем ряду. Шпильки для обеспечения устойчивости арматуры требуются лишь тогда, когда защитный слой у сжатых стержней составляет $\bar{u} \leq 2\phi_L$ и когда при полной нагрузке среднее напряжение на сжатие $\sigma_b^* \approx \frac{1}{5} \cdot R_{bk}^*$ (рис.2.9 - 6).

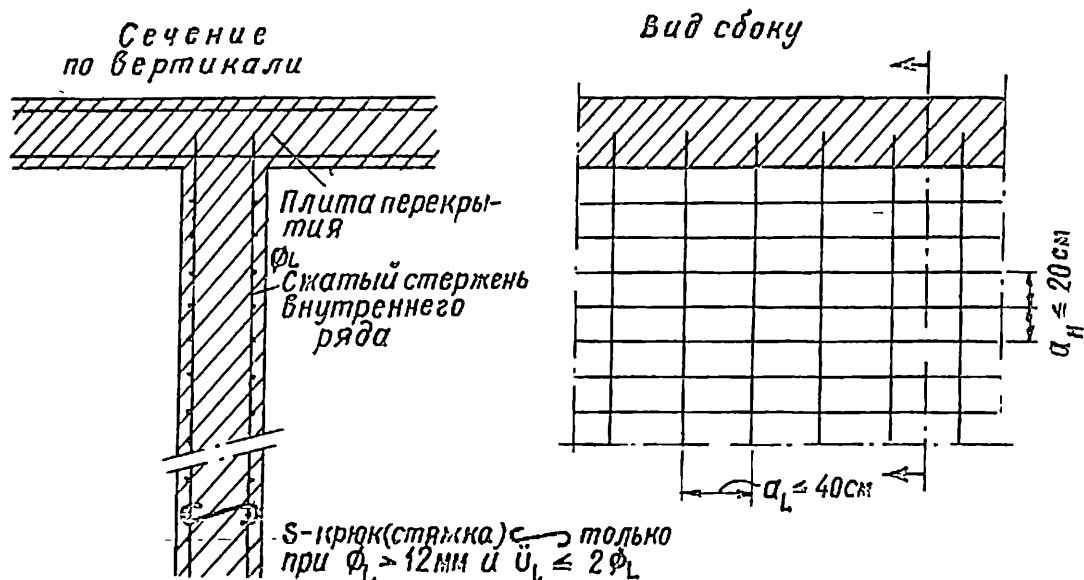


Рис.2.9 - 6. Армирование железобетонных стен

При сварных сетках стержни в направлении сжатия следует располагать с внешней стороны в том случае, если расстояние между поперечными стержнями ≤ 20 см, так как сварка надежно соединяет стержни между собой и тем самым улучшает условия работы защитного слоя бетона.

При сильно напряженных и особенно сборных стеновых элементах несущая способность краевых участков повышается за счет спиральных хомутов (рис.2.9 - 7).

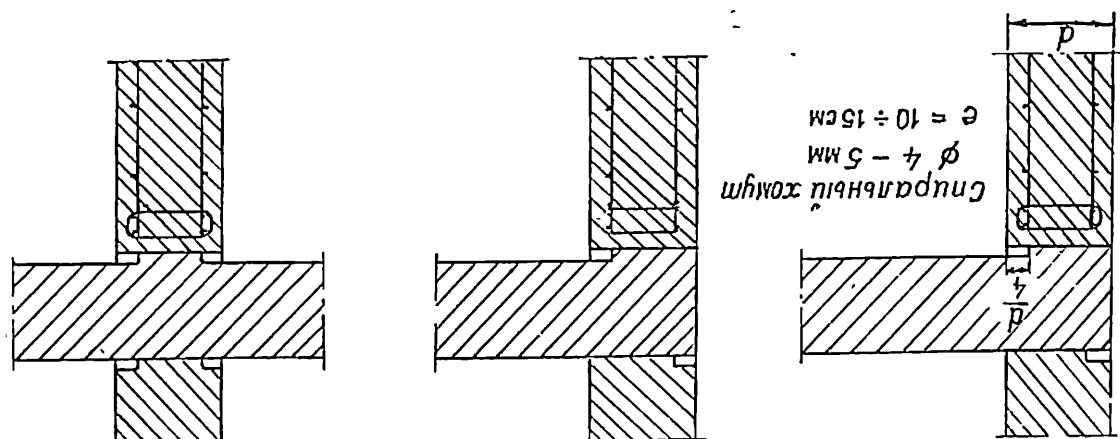


Рис.2.9 - 7. Спиральные хомуты в балках-стенках для обеспечения прочности краевых участков

Вертикальные грани стены нужно охватывать U-образными хомутами или сетками с припуском на ширину, равную $2d$ или ℓ_d (рис.2.9 - 8).

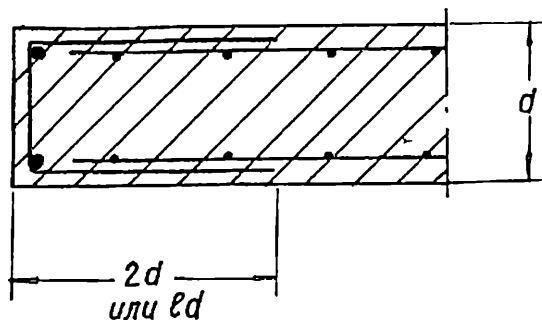


Рис.2.9 - 8. Вертикальные грани стен должны охватываться U-образными хомутами или сетками

Так как в стенах отсутствует вертикальное растяжение (например, в результате эффекта ветровой связи), выпуски арматуры из этажа в этаж не нужны (рис.2.9 - 9). Однако стеновые элементы следует с помощью стеновых меток располагать точно один над другим. При опасности землетрясения и взрыва в отдельных случаях следует произвести проверку необходимости установки вертикальной соединительной арматуры.

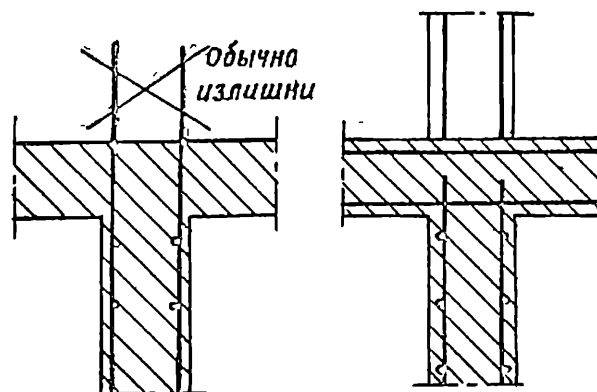


Рис.2.9 - 9. Выпуски вертикальных стержней в стенах не нужны, если отсутствует вертикальное растяжение

2.9.4. Армирование стен подвалов при боковом давлении грунта

При давлении грунта необходимая вертикальная арматура стен подвалов в большой степени зависит от соотношения изгибающих моментов, вызванных давлением грунта, и продольных сил. У многоэтажных домов в большинстве случаев преобладает продольная сила, поэтому достаточно легкая вертикальная арматура, если обратная засыпка грунта осуществляется после возведения достаточного количества этажей здания. Защемление стены подвала в фундаменте и перекрытии способствует тому, чтобы равнодействующая сил оставалась в пределах ядра сечения (рис.2.9 - 10).

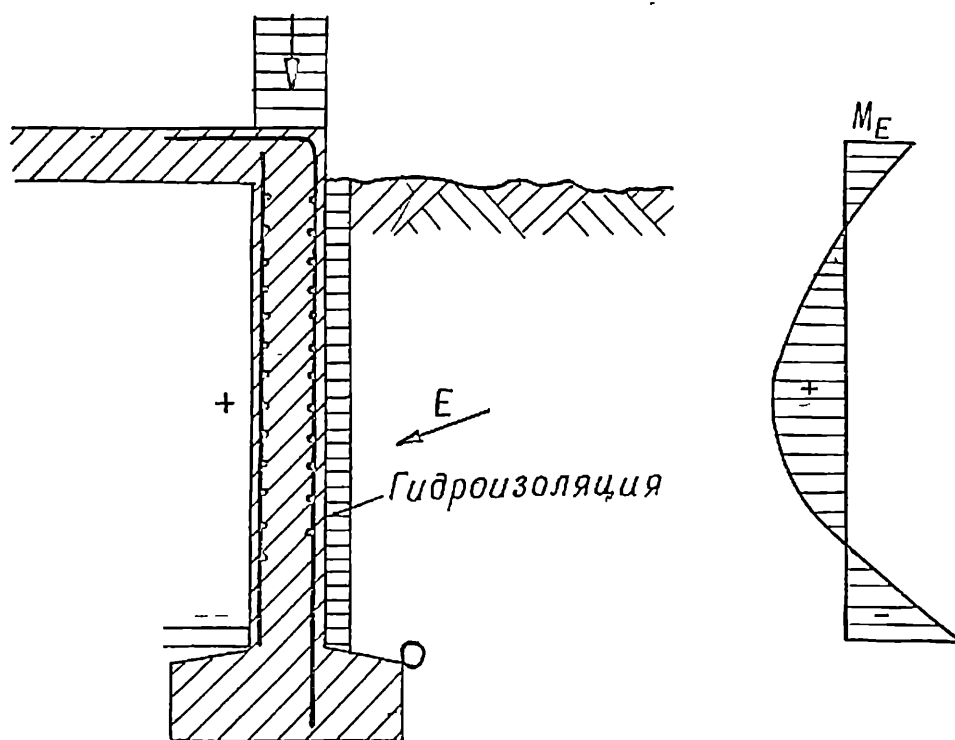


Рис.2.9 - 10. Армирование стен подвалов при давлении грунта

Горизонтальная арматура таких стен подвалов должна быть усилена, если к стенам длиной более 15 м предъявляются требования по ограничению раскрытия трещин. При этом нужно следить, чтобы вследствие усадки и ползучести или из-за перепадов температуры не возникли бы причины для раскрытия трещин. Поэтому необходима двойная сетчатая арматура, которая при нормальных условиях со стороны подвала сильнее, чем с внешней стороны, а расстояния между горизонтальными стержнями должны быть небольшими. При сетках стыки горизонтальной арматуры должны быть рассчитаны на полное перекрытие допустимых усилий растяжения.

На поперечных стенах следует обращать внимание на четырехстороннее опирание стены подвала с наружным горизонтальным растяжением, вызывающим моменты.

2.10 АРМИРОВАНИЕ ФУНДАМЕНТОВ

Подробные правила по конструированию и расчету фундаментов и особенно ростверков приведены в пособии "ЕКБ" - бюллетень № 73.

2.10.1 Ленточные фундаменты

Ленточные фундаменты могут оставаться незаармированными, если величины соотношения b/d , представленные на рис. 2.10 - 1, не превышаются [2.33].

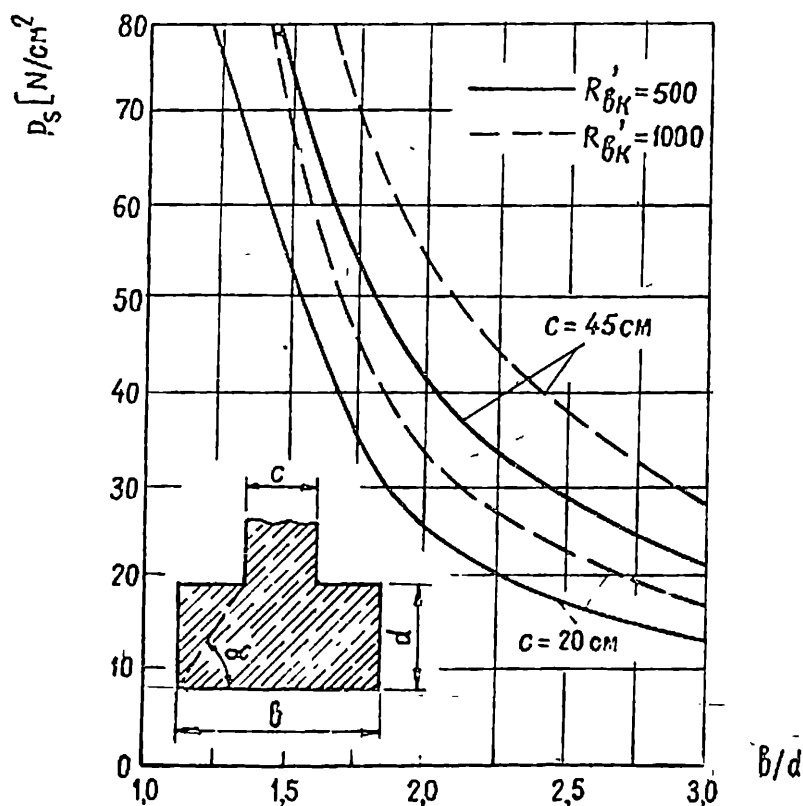


Рис. 2.10 - 1. Размеры неармированных ленточных фундаментов в зависимости от давления P_s на подошву, ширины приложения нагрузки c и марки бетона

При этом следует отметить, что при малой величине отношения ширины выступа $\frac{I}{2} (b - c)$ к высоте d растягивающие напряжения в бетоне нельзя определять по теории изгиба. Они зависят и от распределения давления на грунт (рис.2.10 - 2).

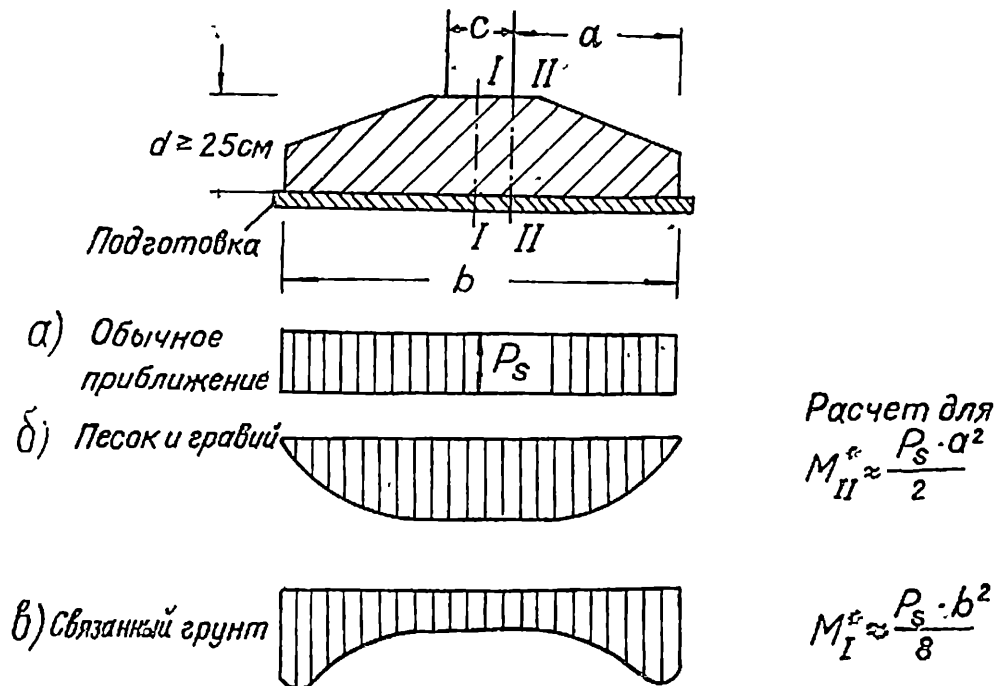


Рис.2.10 - 2. Давление на грунт при ленточных фундаментах

Для неармированных фундаментов в случае связного грунта следует принимать величину $\alpha \geq 50^\circ$ даже при низком давлении на грунт.

Размеры ширины ленточных фундаментов, находящихся под различной нагрузкой, рассчитывают не по равному давлению на грунт P_s , а на равную осадку. Исходя из этого в рис.2.10 - 3 приведены соответствующие зависимости для плотного песка [2.31].

Для центрально загруженных армированных ленточных фундаментов при расчетах арматуры рекомендуется учитывать фактическое распределение давления на грунт путем выбора расчетного момента согласно рис.2.10 - 2.

Полезная высота h выбирается таким образом, чтобы не требовалось арматуры, работающей на скалывание. При этом в большинстве случаев расчетное напряжение τ_0^* , определяемое в сечении на расстоянии $x = \frac{c}{2} + \frac{h}{2}$ от оси колонны, с учетом малого соотношения a/h (короткая консоль) может быть уменьшено.

Поперечная сила воспринимается по балочно-подкосной системе посредством сжатых раскосов (рис.2.10-4). Соответственно основная арматура не должна иметь обрывов и на концах должна быть хорошо заанкерена путем отгиба арматуры или с помощью приваренных поперечных стержней (у сеток). Применение отогнутых стержней иногда нецелесообразно. Малые расстояния между стержнями $a \leq 20$ см способст

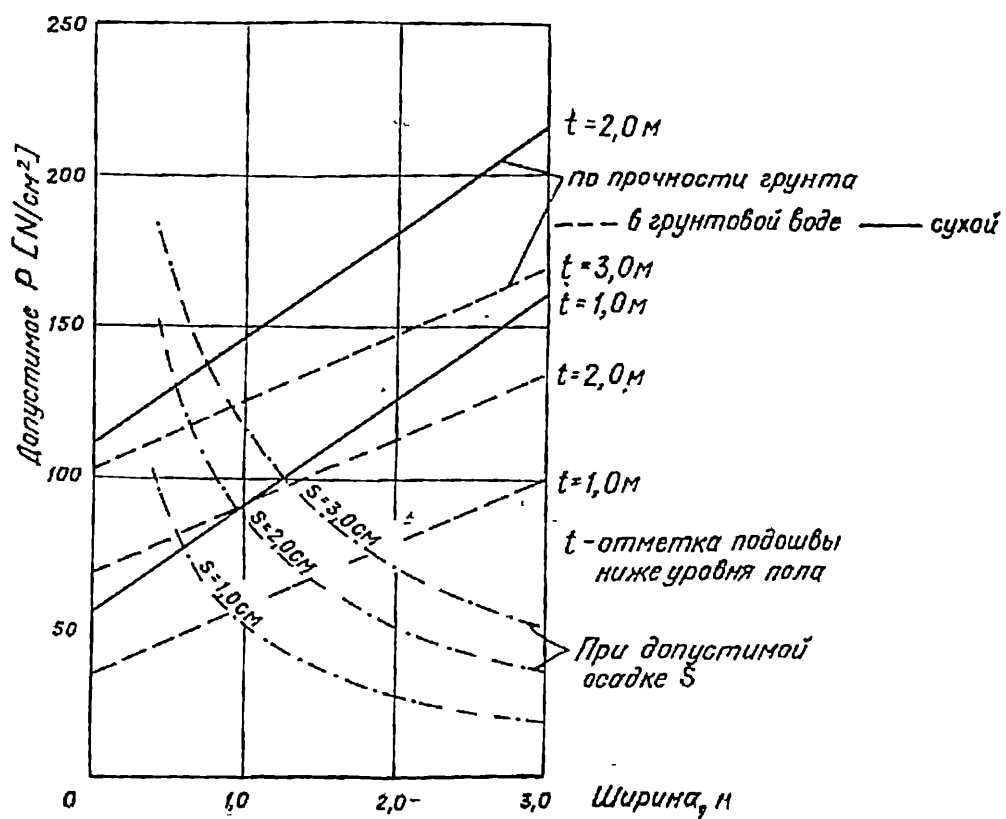


Рис.2.10 - 3. Зависимость ширины фундамента и допустимого давления на грунт при плотном песке для центрально загруженных ленточных фундаментов от отметки подошвы и допустимой осадки

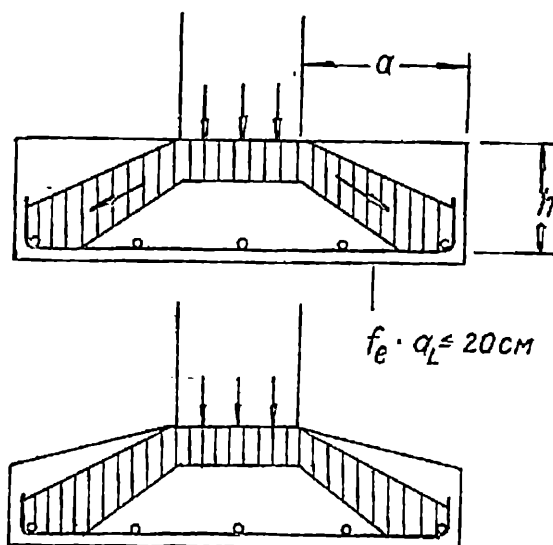


Рис.2.10 - 4. Воздействие нагрузки и арматура ленточных фундаментов

вуют лучшей передаче усилий через сжатые "раскосы". Характер воздействия позволяет осуществить небольшой уклон верхней грани примерно до 25° (не требуется верхней опалубки, боковая опалубка ниже). Скос улучшает опирание плиты пола подвала (рис.2.10 - 5).

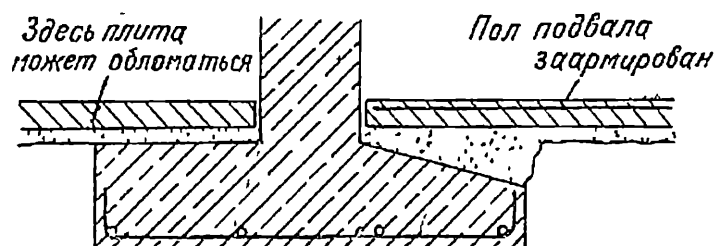


Рис.2.10 - 5. Устройство плит полов по ленточным фундаментам

При однородных грунтах достаточно слабое продольное армирование $f_{ey} \approx 0,1 f_{ex}$. При неоднородных грунтах продольная арматура с учетом возможных продольных моментов должна быть принята усиленной. Расчет зависит от того, будет ли стена взаимодействовать с фундаментом или же при выкладываемых из кирпича (или камня) стенах ленточный фундамент должен сам сопротивляться действию возникающих усилий.

Если возникает внецентренная нагрузка, например, вследствие давления грунта, то при расчете арматуры, работающей на изгиб, учитываются максимальный момент M , а также скалывающие напряжения и напряжения сцепления на стороне приложения равнодействующей усилий. Арматура стенок, работающая на растяжение, внизу отгибается по направлению к равнодействующей (рис.2.10 - 6) и подключается при достаточной анкеровке к основной арматуре фундамента или даже в качестве основной арматуры продолжается до края фундамента.

При стенах подвалов без вертикальной нагрузки или с небольшой нагрузкой на стену нужно учитывать отрицательный момент в фундаментной плите, возникающий в результате действия нагрузки от грунта, и если нагрузка от стены на банкет прерывается проемами (двери), то в этой зоне продольную арматуру необходимо укладывать в достаточном количестве.

Односторонние ленточные фундаменты, устраиваемые на границах земельных участков, усиливаются по возможности через короткие расстояния ($\sim 12d$) поперечными стенами-пилястрами против деформаций от кручения, чтобы их сопротивление кручению при распределении давления на грунт было бы эффективным. Следовательно, их следует армировать на восприятие крутящих моментов (рис.2.10 - 7), пилястры необходимо армировать для передачи момента, возникающего от внецентренного приложения силы. Стены армируются для передачи крутящего момента.

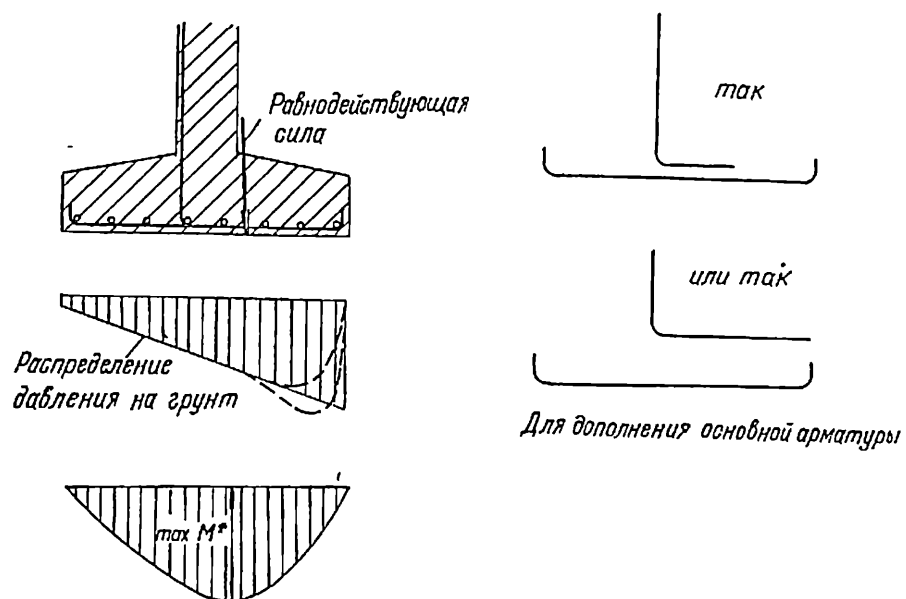


Рис.2.10 - 6. При внецентренной нагрузке растянутая арматура из стены отгибается в сторону равнодействующей

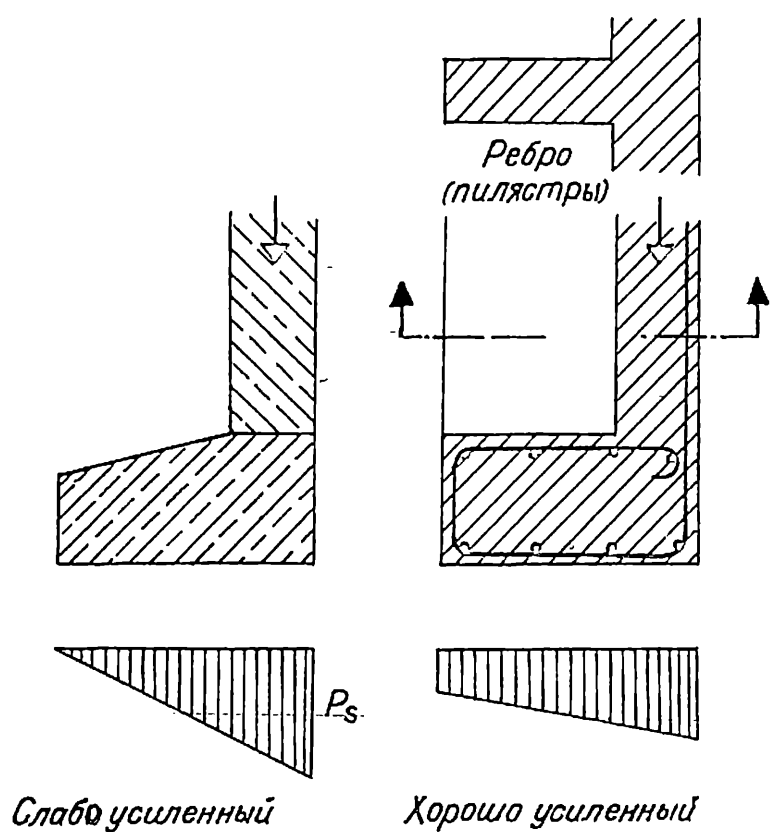


Рис.2.10 - 7. Односторонний ленточный фундамент

2.10.2 Отдельные фундаментные башмаки под колонны

2.10.2.1 Централно нагруженные фундаменты

Если равнодействующая сила находится в пределах сечения колонны, то наиболее выгодна квадратная фундаментная плита. Основные моменты в состоянии I распределяются вблизи колонны радиально и в кольцевом направлении (осесимметрично). Для упрощения такие фундаменты рассчитывают и армируют по направлениям x и y .

Расчетные моменты могут при этом быть определены по [2.32]. Арматура на изгиб распределяется по эяурам моментов (рис.2.10 - 8), но без обрывов, так как растягивающее усилие не понижается в соответствии с эяурой $\frac{M^*}{z}$ в результате действия на стадии разрушения пирамиды конуса сжатия. Поэтому нужна надежная анкеровка арматуры на концах путем ее отгиба. При сильно нагруженных фундаментах, кроме того, по контуру рекомендуется укладывать замкнутую арматуру, воспринимающую усилия распора от пирамиды сжатия (рис.2.10 - 9).

Для очень больших нагрузок на колонны предлагается устройство восьмиугольных фундаментных плит с большими скосами и арматурой по четырем направлениям (рис.2.10 - 10). Внешняя кольцевая арматура здесь особенно эффективна. Толщина фундаментной плиты должна приниматься такой, чтобы не возникала опасность продавливания (рис.2.10 - 11).

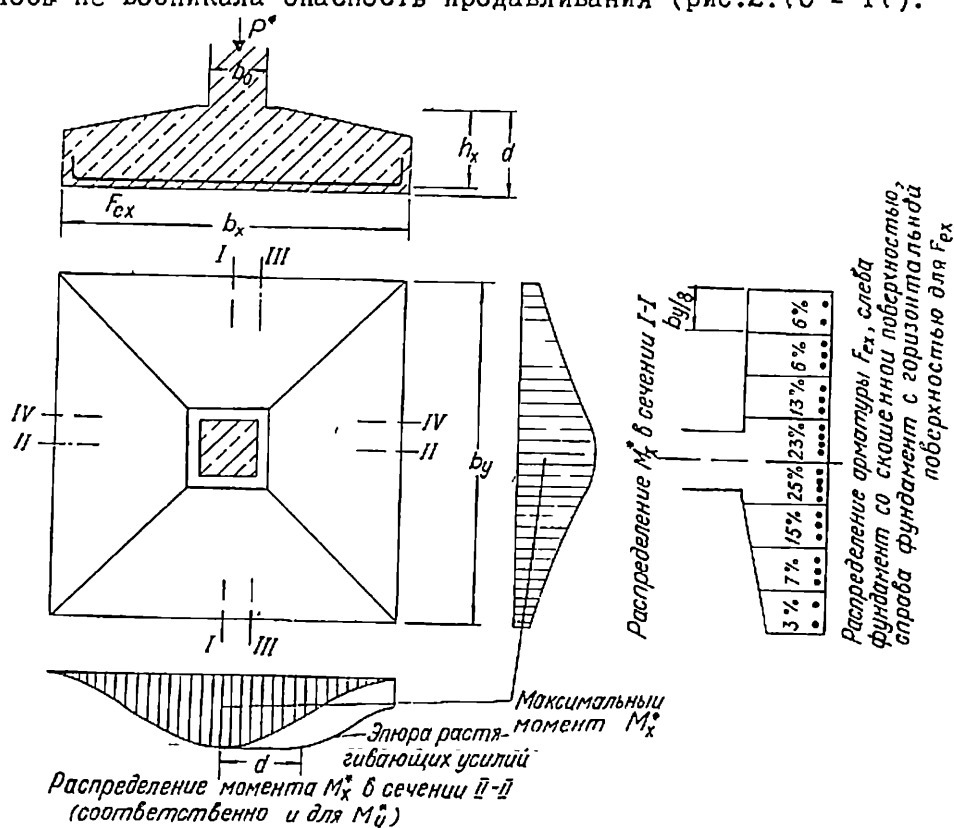


Рис.2.10 - 8. Распределение арматуры при центрально нагруженных квадратных отдельных фундаментах по [2.32]

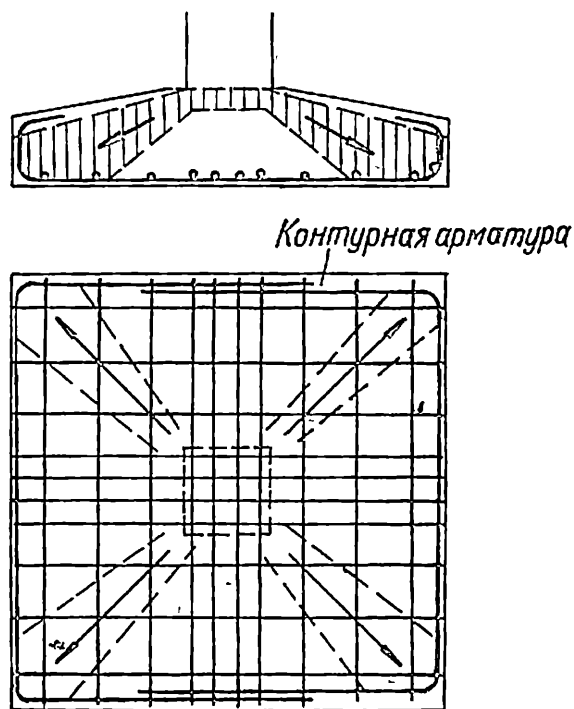


Рис.2.10 - 9. Контурная арматура для дополнительного восприятия усилий от пирамиды сжатия по углам

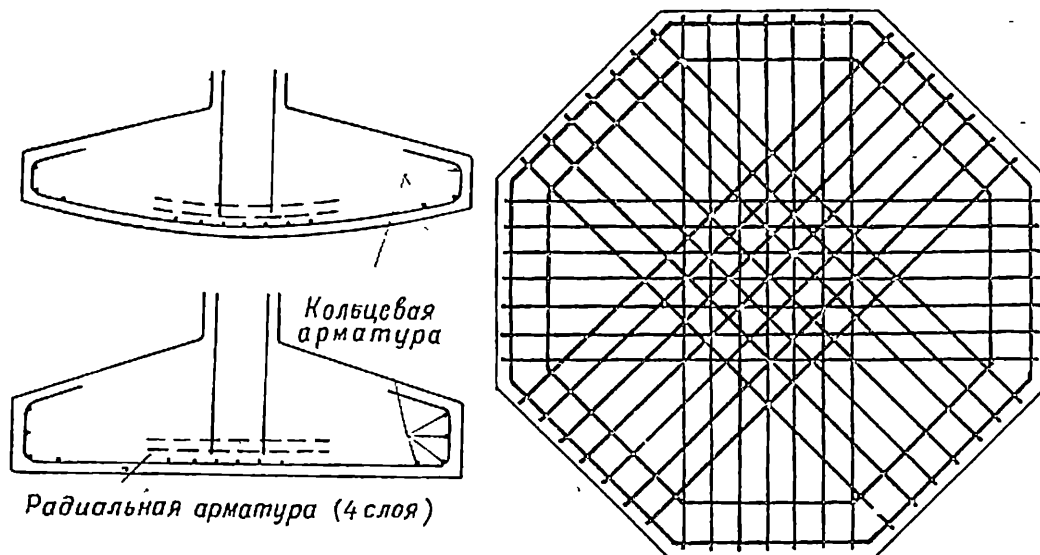


Рис.2.10 - 10. Восьмиугольный фундамент для больших нагрузок с кольцевой арматурой

При степенях армирования $\mu_x = \mu_y \approx 0,8\%$ для $\sigma_a = 24000 \text{ N/cm}^2$ возникает опасность в том, что, несмотря на давление грунта, в плоскости армирования силы сцепления приведут к отколу защитного слоя

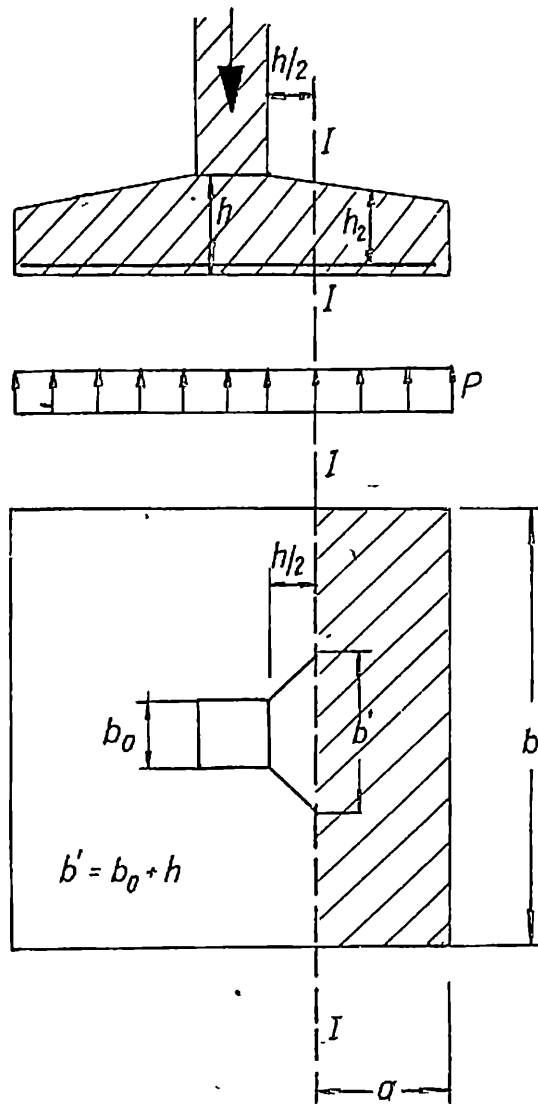


Рис.2.10 - 11. Расчетное сечение I-I для определения напряжения сцепления при отдельных фундаментах под колонны

бетона. Напряжение сцепления поэтому должно быть ограничено. Оно определяется в сечении на расстоянии $x = \frac{b_0}{2} + \frac{h}{2}$ от оси колонны (рис.2.10 - 11):

$$\tau_{dl}^* = \frac{Q^{*I-I}}{z \sum b' u} ,$$

где $Q^{*I-I} = p \cdot b \cdot a$ - поперечная сила в сечении I-I;
 $z \approx 0,9 h_2$ - внутренней пары сил в сечении I-I;
 $\sum b' u$ - периметр всех стержней в зоне b' (перпендикулярно к сечению I-I).

Такое напряжение сцепления не должно превышать величин, приведенных в разделе 1.7.5. Кроме того, расстояния между стержнями в фундаментных плитах не должны приниматься менее, чем $a = 4\phi$ при $R_{ак} = 22000 \text{ N/cm}^2$ и $a = 5\phi$ при $R_{ак} \geq 40000 \text{ N/cm}^2$.

2.10.2.2 Внецентренно_загруженные_фундаменты под колонны

Если колонна воспринимает горизонтальные усилия и должна передавать моменты заземления, то фундаментная плита в направлении изгиба колонны принимается длинней, чем по ширине (рис.2.10 - 12).

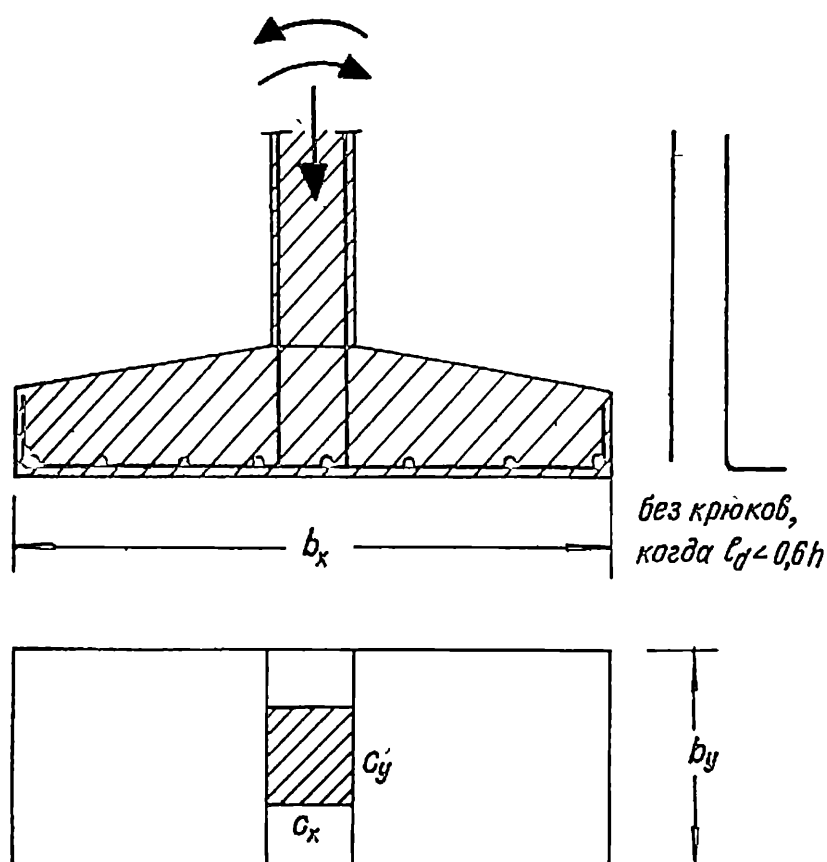


Рис.2.10 - 12. фундаменты при действии дополнительных моментов

Если момент заземления действует постоянно, то центр фундаментной плиты располагается в точке приложения постоянной равнодействующей (рис.2.10 - 13).

Продольная арматура F_{ex} распределяется равномерно до тех пор, пока $b_y \leq 3 c_y$, ее стержни не следует обрывать.

Расчетная поперечная арматура F_{ex} укладывается симметрично по отношению к колонне на длину, равную $3 c_x$, а за пределами этой зоны устанавливается достаточно легкая поперечная арматура.

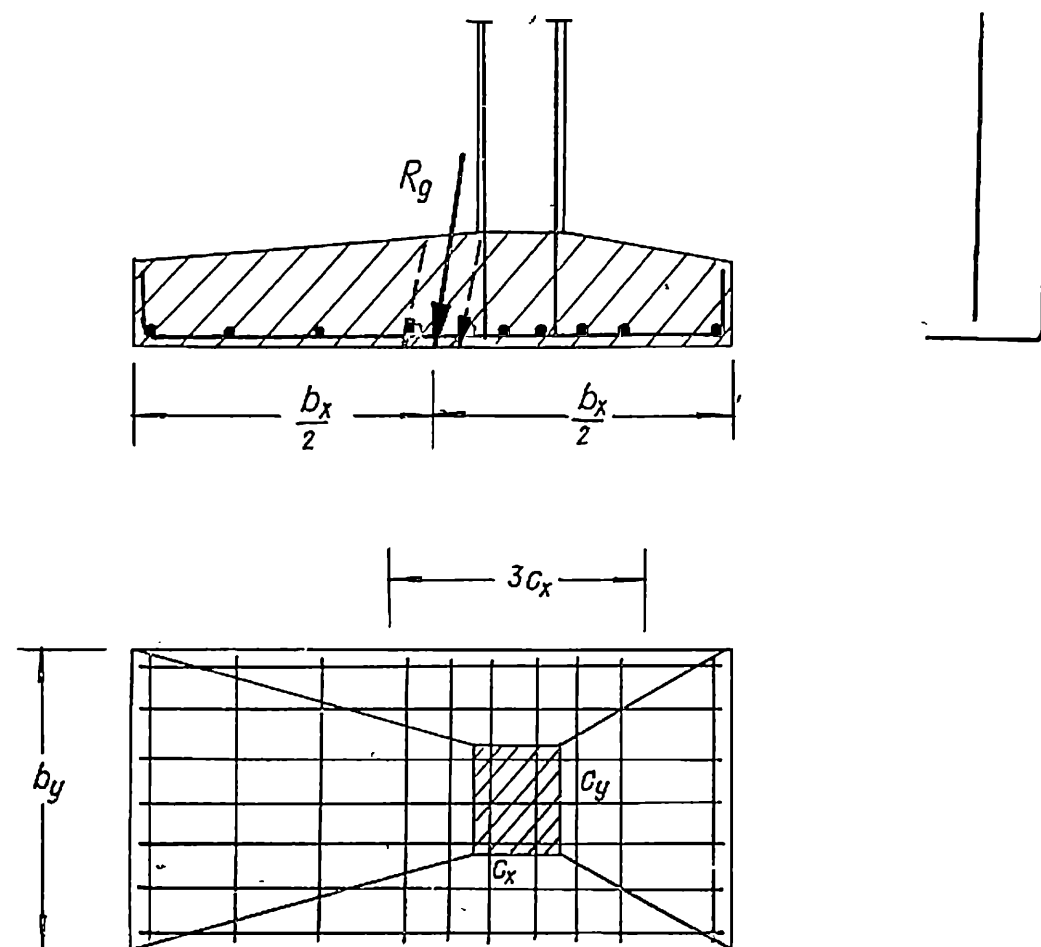


Рис.2.10 - 13. Внецентренно нагруженный фундамент

Арматуру колонн можно заводить в фундамент без устройства крюков до тех пор, пока необходимая длина заделки $l_d < 0,6h$. Если такая заделка не обеспечивается, то целесообразен отгиб арматуры под углом 90° в сторону равнодействующей сил.

2.10.2.3 Фундаменты стаканного типа

Для заделки колонн заводского изготовления часто применяют фундаменты стаканного типа (рис.2.10 - 14а), правильное армирование которых все еще спорно.

Для расчета и укладки арматуры принимается совместная работа колонны и стаканного фундамента после заполнения провибрированным бетоном остающегося пространства между стенкой стакана и колонной, если удовлетворены следующие условия:

- боковые плоскости низа колонны и стенки стакана с внутренней стороны должны быть шершавые или профилированные, чтобы нагрузка от колонны распространялась на стенки стакана. Это достигается с помощью волнистой или зубчатой поверхности опалубки (глубина профиля минимум 5 мм).

- бетон для заполнения должен быть той же марки, что и бетон колонны и стакана, и свободно уплотняться вибратором. Толщина шва зависит от применяемого типа вибратора;

- толщина стенки d_b по рис.2.10 - 14а должна быть $d_b \geq 1/3 W$, но не менее 10 см (W - наименьшая ширина отверстия);

- глубина заделки t колонны в стакане должна быть равной при начальном эксцентриситете:

$$\frac{M^*}{N^* d} \leq 0,15 : t \geq 1,2d ,$$

$$\frac{M^*}{N^* d} = 2,0 : t \geq 2,0d ,$$

где M^* и N^* отнесены к верхней грани стакана. Промежуточные величины могут быть проинтерполированы.

Если по началу пренебречь прямой передачей силы на срез по шершавым внутренним поверхностям стакана, то за основу расчета арматуры можно принять представленную на рис.2.10 - 14,а схему передачи усилий от колонны на стакан. Горизонтальная контурная арматура в верхней части стакана (рис.2.10 - 14,б) должна передавать силу N_O^* на продольные стенки и рассчитываться на $\frac{1}{2} N_O^*$ в каждой стенке. При малом эксцентриситете ($\frac{M^*}{N^* d} \leq 0,15$) и малых размерах достаточна замкнутая контурная арматура с внешней стороны стенки (рис.2.10 - 14,в); при большом эксцентриситете в продольных и поперечных стенках должна быть уложена контурная арматура как с внешней, так и с внутренней стороны согласно рис. 2.10 - 14,б. Продольные стенки (в направлении N_O^*) работают как защемленные в фундаменте консоли, которые совместно с силовым треугольником Z_v^* и D^* передают силу N_O^* (рис.2.10 - 14,а, справа).

Растягивающая сила Z_v^* воспринимается вертикальными хомутами, которые загнуты внизу для установки и заделки (рис.2.10 - 14,б). Для поперечной стенки принимается сверху та же горизонтальная арматура, что и для передачи силы N_O^* на продольные стенки ($A = N_O^* / R_{\alpha}^*$). Для страховки на сдвиг особых мероприятий не требуется, так как благодаря взаимодействию продольных стенок стакана с колонной через сцепление только часть N_O^* передается на поперечную стенку, где образуется арка с затяжкой.

Сила N_u^* передается в фундаментную плиту без дополнительной арматуры в поперечной стенке, так как благодаря сцеплению почти что никаких усилий на срез в ней не возникает. Колонна в зоне защемления армируется обычной арматурой из хомутов.

При большом эксцентриситете нагрузки на колонну растягивающее усилие в ее арматуре должно перейти через сжатые расколы в вертикальные хомуты, работающие с большим плечом (рис.2.10 - 15); здесь необходимы по всей остальной высоте стакана горизонтальные хомуты с шагом 15 - 30 см. В действительности N_O^* не возникает в том размере, который принимается в расчете, так как из-за сцепления между

колонной и стаканом, как показано на рис.2.10 - 15, возникает более крутой косои спатый раскос, чем тот, что показан на рис.2.10 - 14,а.

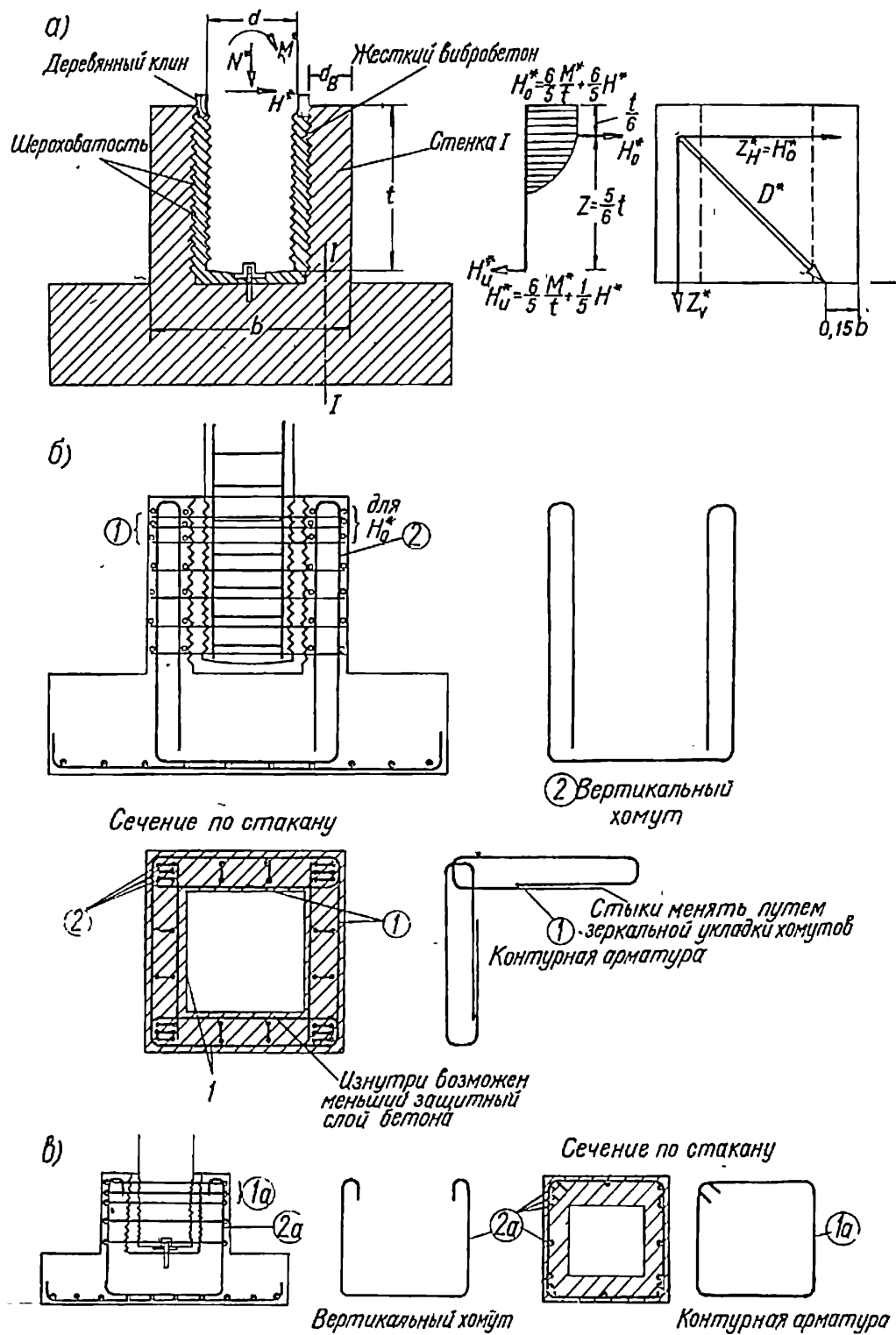


Рис.2.10 - 14. Расчет и армирование фундаментов стаканного типа

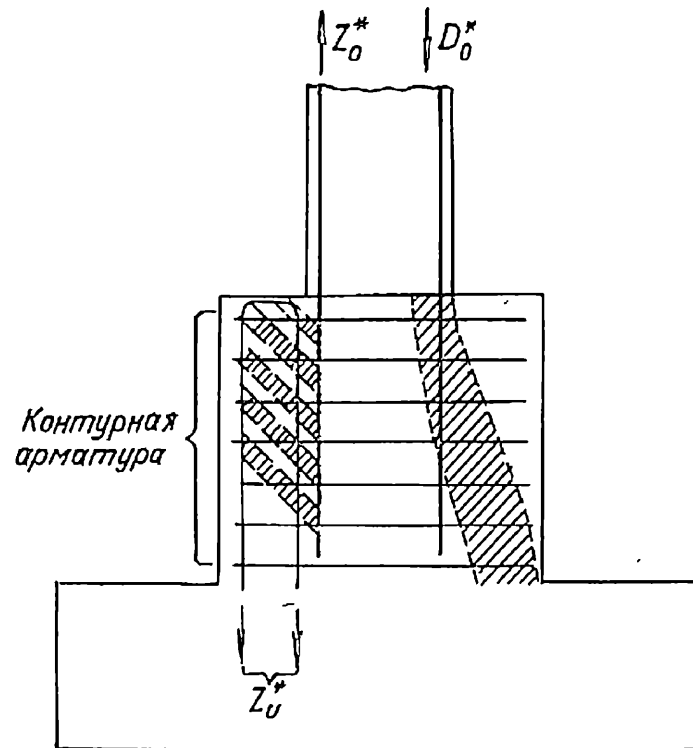


Рис.2.10 - 15. Передача усилий с колонны на стакан

Более слабое армирование может быть оправдано лишь после получения соответствующих результатов исследований.

Фундаментная плита рассчитывается на изгиб для моментов в сечении I-I (осевая линия, каждой стенки стакана, рис.2.10 - 14,а).

Если шероховатость поверхностей опалубки отсутствует и отпадает важнейшая предпосылка для хорошей совместной работы колонны и стакана, то глубина заделки l колонны принимается большей с коэффициентом 1,4. Для восприятия M^* и N^* силой N_o^* и силой N_u^* необходимо принять другие мероприятия, при которых будет меньше плечо внутренней пары сил ($Z \leq \frac{2}{3} l$).

В пяте колонны на высоте Z действует поперечная сила N_u^* .

Так как речь идет о "короткой балке", для хомутов при $Z < 2h$ можно принимать, сниженную поперечную силу, соответствующую соотношению $Z/2h$.

Если продольные стержни колонны подвергаются растягивающему усилию, то их следует заанкеровать, учитывая влияние поперечного обжатия силой N_u^* . Восприятие силы N_u^* стаканом нужно рассчитывать, если пята колонны не заходит в толщу плиты на $0,15l$ и менее. При небольшой толщине плиты требуется также расчет на продавливание. Начало конуса продавливания нужно принимать на внутренней грани стакана.

Изготовление таких фундаментов стаканного типа становится простым, если стакан изготавливают в заводских условиях заранее и устанавливают с помощью вертикальной арматуры из хомутов на подготовку фундаментной плиты, а затем эту плиту бетонируют.

2.10.3 Ленточные фундаменты под колонны

Фундаментные балки под отдельные колонны со сравнительно небольшими нагрузками следует выполнять жесткими при достаточной строительной высоте, а также рассчитывать на равномерное давление на грунт. При больших нагрузках и большом шаге колонн, а также хороших грунтах более гибкая фундаментная балка, рассчитанная по методу коэффициентов постели или коэффициентов жесткости, ведет к более экономичным результатам. Достаточная высота фундамента позволяет значительно снизить количество арматуры для восприятия сдвигающих усилий. Арматура в таком случае проста и состоит из прямых стержней и хомутов (рис.2.10 - 16).

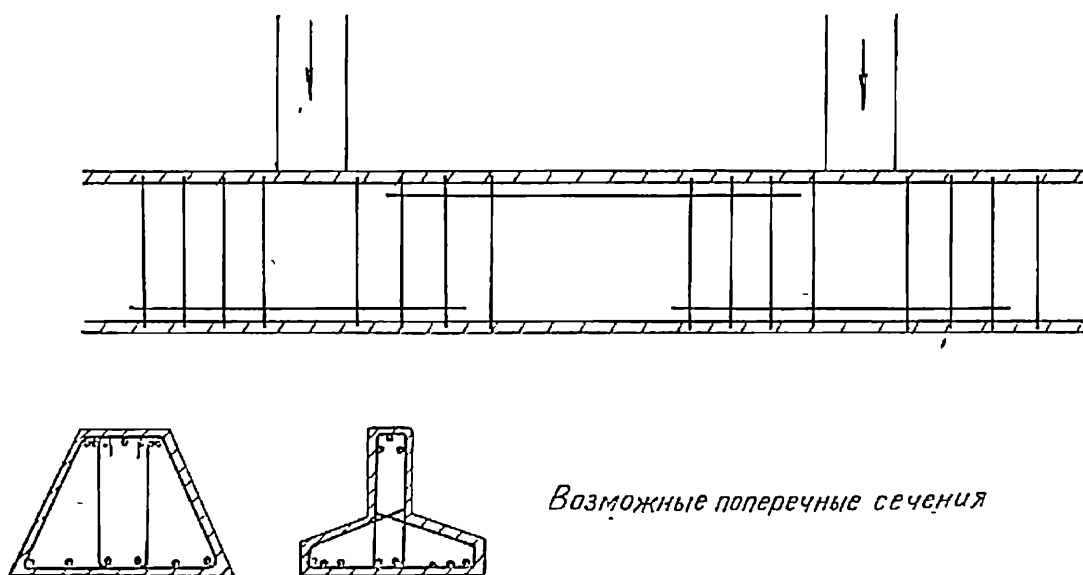


Рис.2.10 - 16. Фундаментная плита с достаточной строительной высотой армирована простой арматурой

Стены подвалов являются подходящими элементами для распределения нагрузок от колонн на ленточные фундаменты. Для них действительны правила армирования многопролетных балок-стенок (см.раздел 2.5.1.2).

2.10.4 Фундаментные плиты, воспринимающие нагрузки от стен

В большинстве случаев при фундаментных плитах оправдывает себя подход, по которому упругое основание учитывается хотя бы приблизительно для оценки распределения давления на грунт, например, путем использования двух значений коэффициента постели в качестве предельных

величин. Изгибающие моменты благодаря этому могут быть значительно понижены, особенно если плиту принимают не такой жесткой. При сухом стратифицированном грунте или при надежном уплотнении можно исходить, кроме того, из характеристик состояния II. Армирование таких фундаментных плит становится тогда простым и экономичным (рис.2.10 - 17).

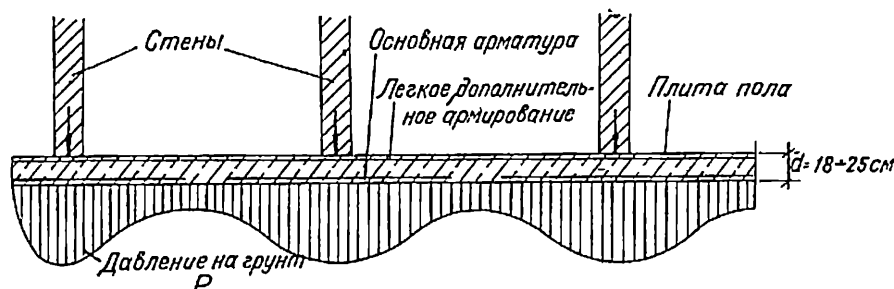
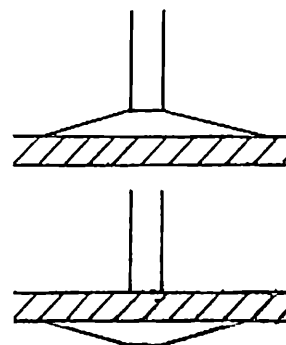


Рис.2.10 - 17. Возможное распределение давления на грунт при тонких плитах под несущими стенами позволяет сделать простое и экономичное армирование

2.10.5. Неразрезные фундаментные плиты для колонн

Если в подвале имеются колонны, то конструкции соответствуют перевернутому безбалочному перекрытию. Если плита тонкая, возможно продавливание, в таком случае необходимо усиление плиты капителями, которые могут располагаться внизу (лучше для пола подвала) или сверху. Уходящие вниз усиления выполняются также и под стенами. Усиление от продавливания см. п.2.1.2.7.

При расчете плиты методом "заменяющей рамы" в обоих направлениях в качестве нагрузок принимается полное давление на грунт. Нагрузки от колонн зависят от жесткости вышестоящего сооружения, что особенно следует учитывать при силосных сооружениях и км по добных. В случае повышенной жесткости нагрузки от колонн и перерезывающие усилия определяются в плите, как для балки на жестких опорах [2.33].



3. ВАЖНЕЙШИЕ ОБОБЩЕННЫЕ ТРЕБОВАНИЯ К АРМИРОВАНИЮ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

- 3.1. Сжатые элементы с поперечными хомутами.
- 3.2. Сжатые элементы со спиральными хомутами.
- 3.3. Стены.
- 3.4. Элементы, работающие на растяжение.
- 3.5. Элементы, работающие на кручение.

3.1 Сжатые элементы с поперечными хомутами

Арматура	Эскиз	Рекомендуемый диаметр, мм			
		минимальный, мин ϕ_L			максимальный, макс ϕ_L
Продольная		Наименьшая толщина поперечного сечения	Гладких круглых стержней $R_{ak} \geq 22000$ N/cm ²	Стержней периодического профиля $R_{ak} \geq 40000$ N/cm ²	Наименьшая толщина поперечного сечения
		мин h_t ≤ 8 см ≥ 8 см } ≤ 25 см ≥ 25 см	≥ 7 ≥ 10 ≥ 12	≥ 6 ≥ 8 ≥ 10	мин h_t ≤ 8 см ≥ 8 см } ≤ 25 см ≥ 25 см
Поперечная		В зависимости от диаметра продольного стержня ϕ_L минимальный диаметр хомутов $\text{мин } \phi_{bi} \geq \frac{\phi_L}{4}$ Допускается мин $\phi_{bi} \geq 5$ мм			Максимальный диаметр хомутов $\text{макс } \phi_{bi} \leq 16 \text{ мм}$
		х) при $\phi_L \geq 35$ мм $\rightarrow i \geq 1,2 \phi_L$ необходимо армировать защитный слой, когда $i > 50$ мм			

Продолжение

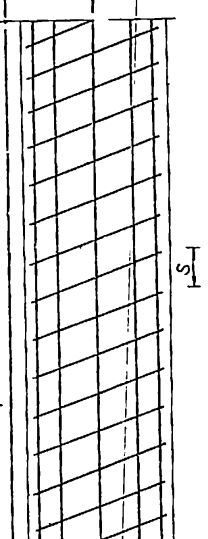
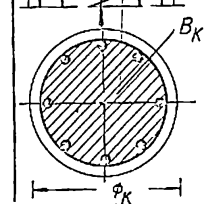
70

Ар- ма- ту- ра	Минимальный процент армирования $P_{0 \text{ мин}}$	Максимальный процент ар- мирования $P_{0 \text{ макс}}$	Шаг
Продольная	При обычных материалах и напряжениях в них: Угловая колонна $\left(\begin{matrix} \geq 3 \cdot 10^{-3} \cdot \beta \cdot (1+30000/R_{ак}) \\ \geq 2,5 \cdot 10^{-3} \cdot \beta \cdot (1+30000/R_{ак}) \\ \geq 2 \cdot 10^{-3} \cdot \beta \cdot (1+30000/R_{ак}) \end{matrix} \right)$ Колонна наружно- го ряда Колонна внутрен- него ряда $\text{mit } \beta = \frac{N^*}{0,85 \beta' R' *}$ и нижеследующими правилами Наименьшее армирование (абсолютное)*): Армирование у растянутой грани или менее сжатой $\text{мин } P_0 \geq 0,4\%$ *) Допускается относить к статической площади бетонно- го сечения. При центральном сжатии это требование можно не соблюдать. Для внецентренно сжатых элемен- тов это положение необходимо соблюдать	Рекомендуется суммарное армирование: $(P_0 + P'_0) \leq 9\%$ армирование сжатой граней: $\text{макс } P'_0 \leq P_0$	Рекомендуется $\leq 30 \text{ см}$ $\leq h_{t \text{ мин}}$
	Поперечная		

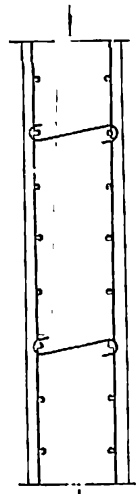
Продолжение

Арматура	Распределение по сечению	Анкеровка и стыки
Продольная	По всей площади поперечного сечения, концентрируя у граней и в углах	При $\phi \geq 20$ мм следует преимущественно использовать непосредственное стыкование стержней, избегая стыков внахлестку. См. 1.4 (Анкеровка) и 1.5 (Стыки)
Поперечная	Все продольные стержни должны охватываться хомутами. Вводятся дополнительные промежуточные хомуты, если: - более пяти продольных стержней приходится на один угол хомута; - расстояние от стержня, расположенного в углу, до крайнего из них составляет $\geq 15 \phi_{\text{Вн}}$	Хомуты должны замыкаться крюками. Последние должны быть смещены. На расчетной длине анкерovки и стыков расстояние между хомутами должно составлять ≤ 8 см

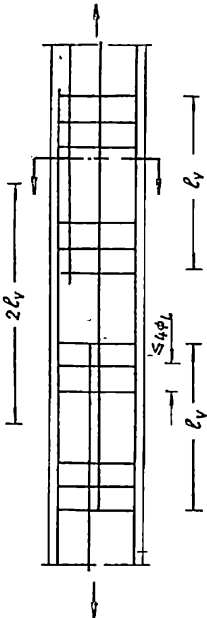
3.2 Сжатые элементы со спиральными хомутами

Арматура	Эскиз	Диаметр	Процент армирования		Шаг	Распределение по сечению	Анкеровка и стыки
			минимальный	максимальный			
Продольная 	Поперечная 	См. 3.1	Рекомендуется принимать следующие границы: $\geq 2\% V_{B_k}$		См. 3.1	По крайней мере шесть стержней должно располагаться по периметру	См. 1.4 (Анкеровка) 1.5 (Стыки)
		См. 3.1	$0,6\%$ от B_k		Спирали $S \approx \frac{\phi_{k \text{ мин}}}{5}$	Можно навивать две спирали на расстоянии $\approx \frac{\phi_{k \text{ мин}}}{5}$	Анкеровку и стыковку концов спиральной арматуры рекомендуется осуществлять на крюках или сваркой со смежными витками

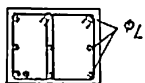
3.3 Стены

Арматура	Эскиз	Диаметр, мм	Армирование		Шаг	Распределение по сечению	Анкеровка и стыковка
			минимальное	максимальное			
Продольная		Одиночных стержней Сеток	Рекомендуется ≥ 8 ≥ 5	$\min P_o' \geq 0,5\%$ (иначе стенка считается неармированной)	$\max P_o' \leq 9\%$	См. 3.1 Как правило, должно располагаться у поверхностей. Следует располагать ближе к наружной поверхности, если: $\phi \leq 14$ мм защитный слой 2ϕ при сетках	См. 1.4 (Анкеровка) См. 1.5 (Сетки)
		Гладких круглых стержней Стержней периодического профиля Сеток	Рекомендуется ≥ 8 ≥ 6 ≥ 4	Поперечное армирование у поверхностей стенок (абсолютное), мм/м: гладкие круглые стержни - $3\phi 8$ стержни периодического профиля - $3\phi 6$ сетки - $4\phi 4$ или же по отношению к рабочей арматуре $\min f_{cp} \geq \frac{1}{3}$ Расположенные у поверхности стержни, как правило, соединяются по 4 шт. на 1 м ² вразбегку	См. 3.1 ≤ 20 см	Если $\frac{U_L}{S_b} \leq \frac{2\phi}{5}$ Необходимы шпильки	См. 1.4 См. 1.5

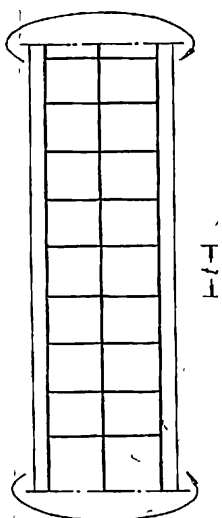
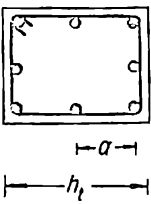
3.4 Элементы, работающие на растяжение

Арматура	Эскиз	Распределение арматуры	Устройство стыков
Продольная		Равномерно по всему сечению	Как правило, делаются, когда $\phi_L \leq 16 \text{ мм},$ $R_0 \leq 1,5 \phi$ Можно до 25% стержней стыковать в одном сечении. Длина стыка l_v определяется расчетом для случая II ухудшенного сцепления. Стыки должны смещаться на величину не менее $2l_v$.
Поперечная		Необходима у концов стыков	Все продольные стержни должны охватываться с внешней стороны. Шаг поперечной арматуры следует принимать $\leq 4 \phi_L$

Устройство стыков внахлестку



3.5. Элементы, работающие на кручение

	Эскиз	Принцип армирования	Шаг	Распределение по сечению	Анкеровка
Продольная арматура			Рекомендуется: при равномерном распределении $a \leq 20$ см при сосредоточении по углам $a \leq 40$ см	При $h_t \leq 60$ см арматуру можно сосредоточивать по углам. При $h_t \geq 60$ см арматура должна распределяться равномерно	В местах воздействия крутящих усилий анкеровка по т.4.
Хомуты		Анкеровка элементов, работающих на кручение, должна состоять из продольных стержней и расположенных по углам к ним хомутов. При этом следует принимать $R_{ак} \leq 45000 \text{ N/cm}^2$	При $\tau_t^* \geq 0,6 \tau_{tu}^*$; $t \leq 0,5 h_{мин}$; $t \leq 0,33 h_{макс}$; $t \leq 20$ см		Должны быть замкнутые хомуты с надежно стикованными концами

УДК 666.982.

© Центральный институт научной информации
по строительству и архитектуре Госстроя СССР 1975