

5 УСИЛЕНИЕ СЖАТОЙ ЗОНЫ КОНСТРУКЦИЙ

Общие требования

5.1 Усиление сжатой зоны производится увеличением поперечного сечения, установкой дополнительной сжатой арматуры, ограничением поперечных деформаций усиливаемой конструкции.

Совместная работа старого и нового бетона при увеличении поперечного сечения усиливаемой конструкции достигается устройством в старом бетоне открытых пазов, насечки или дополнительными поперечными арматурными стержнями, соединенными с арматурой усиливаемой конструкции.

Совместная работа дополнительной сжатой арматуры с усиливаемой конструкцией обеспечивается приваркой к существующей арматуре; приклеиванием к бетону сжатой зоны. После установки в проектное положение дополнительная арматура обетонируется и покрывается антикоррозионными и огнезащитными составами.

5.2 Увеличение поперечного сечения сжатой зоны усиливаемой конструкции производится устройством наращивания (рисунок 5.1), рубашек (рисунок 5.2) или обойм (рисунок 5.3) из бетона на безусадочном цементе (СТБ 942).

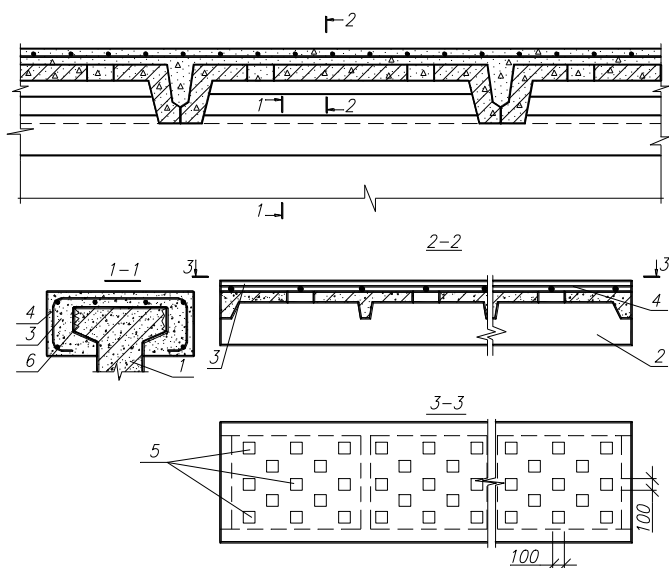
Наращивание выполняется со стороны одной или двух граней усиливаемой конструкции. Применяется для усиления сжатой зоны плитных конструкций, крайних и угловых колонн зданий.

Рубашка устраивается с трех сторон усиливаемой конструкции, когда отсутствует возможность охватить поперечное сечение со всех четырех сторон (крайние колонны, балки монолитного перекрытия, продольные ребра ребристых плит и т.п.). При устройстве рубашек следует обеспечивать анкеровку дополнительной поперечной арматуры со свободным концом путем ее приварки к арматуре усиливаемой конструкции или заанкериванием с помощью продольных стержней.

Железобетонные обоймы охватывают поперечное сечение усиливаемой конструкции со всех четырех сторон. Рекомендуются для конструкций с малыми эксцентриситетами приложения сжимающих сил.

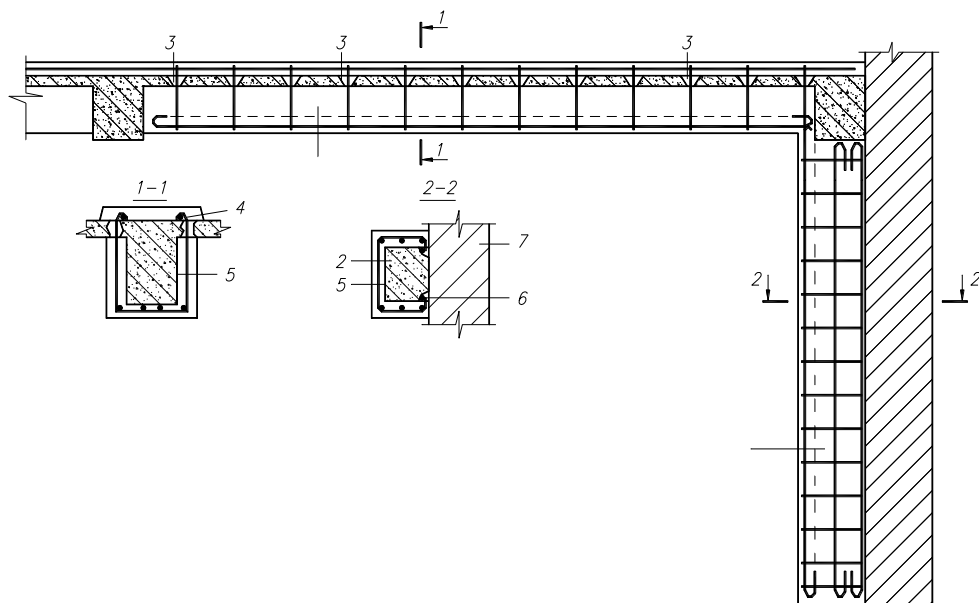
74

П 1-98 к СНиП 2.03.01-84*

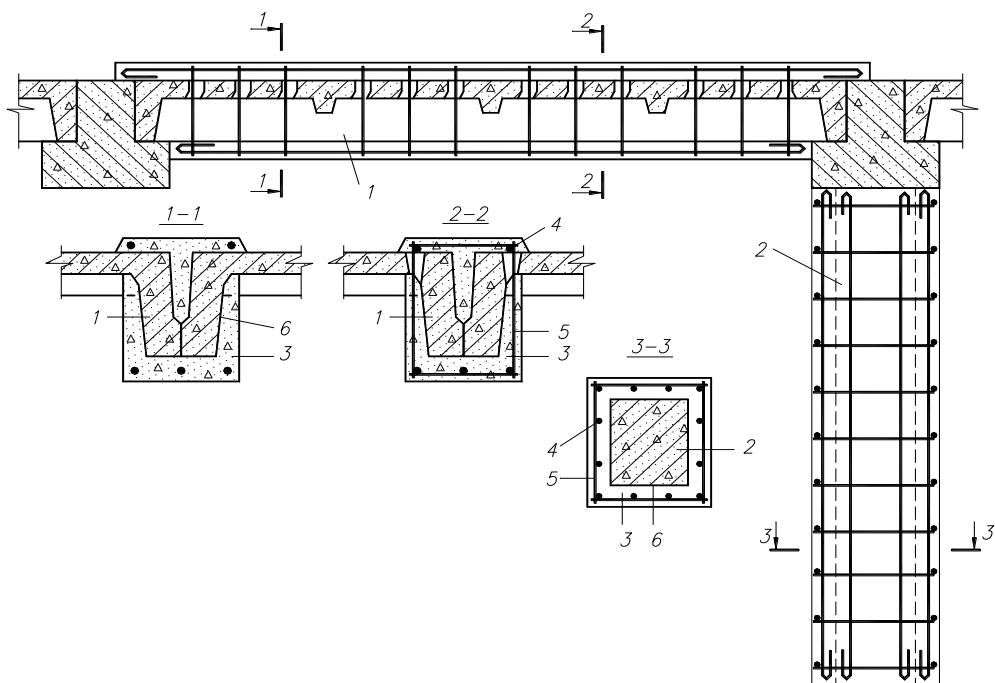


1 – усиливаемая балка, 2 – усиливаемая плита, 3 – бетон наращивания,

4 – арматура наращивания, 5 – открытые пазы, 6 – насечка поверхности
 Рисунок 5.1 – Усиление сжатой зоны балок и плит покрытия наращиванием



1 – усиливаемая балка, 2 – усиливаемая колонна, 3 – отверстие в плите, 4 – монтажная арматура, 5 – насечка поверхности, 6 – оголенная арматура колонны, 7 – наружная стена
 Рисунок 5.2 – Усиление монолитной балки и колонны железобетонной рубашкой



1 – усиливаемая плита, 2 – усиливаемая колонна, 3 – бетон обоймы, 4 – продольная арматура обоймы, 5 – поперечная арматура обоймы, 6 – насечка поверхности

Рисунок 5.3 – Усиление ребристых плит и колонны железобетонной обоймой

5.3 При увеличении поперечного сечения сжатой зоны минимальный процент продольного армирования наращивания, рубашек или обойм составляет $\mu_{\min} = 0.05\%$.

П 1-98 к СНиП 2.03.01-84*

Поперечная арматура принимается диаметром не менее 6 мм и устанавливается с шагом:

$$S \leq \begin{cases} 15d \\ 3t \\ 500 \text{ мм} \end{cases},$$

где d и t - соответственно диаметр продольной арматуры и толщина обоймы (рубашки).

В местах возможной концентрации напряжений, а также по концам усиливаемой конструкции на длине l_{sh} согласно условию (5.1) шаг хомутов уменьшается вдвое.

5.4 Толщина обойм, рубашек и наращивания определяется расчетом и принимается с учетом условий укладки и уплотнения бетонной смеси. Минимальная толщина составляет: при укладке бетона вибрированием: для колонн - 80 мм; для боковых стенок балок - 60 мм; для плит перекрытий: сверху - 35 мм, снизу - 60 мм, при крупности заполнителей не более 20 мм; при укладке бетона торкретированием: для колонн - 50 мм; для боковых стенок балок 30 мм; для плит перекрытий снизу - 35 мм, при крупности заполнителя не более 10 мм.

5.5 Класс бетона обойм, рубашек и наращивания рекомендуется принимать не ниже класса бетона усиливаемой конструкции и не ниже В15. В случае применения бетона более низкого класса, чем класс бетона усиливаемой конструкции, для него вводится понижающий коэффициент

$$\gamma_{b,ad} = E_{b,ad} / E_b.$$

5.6 Для усиления поврежденного участка устраивается местная железобетонная обойма или рубашка (рисунок 5.4), которая должна выходить за пределы поврежденного участка на длину

$$l_{sh} \geq \begin{cases} 15t \\ l_{an} \\ 2h \\ 400 \text{ мм} \end{cases}, \quad (5.1)$$

где t - толщина обоймы рубашки;

l_{an} - длина анкерной арматуры обоймы или рубашки;

h - больший размер поперечного сечения усиливаемой конструкции.

Для улучшения сцепления нового бетона со старым, кроме насечки, для местной обоймы рекомендуется выполнять адгезионную грунтовку полимерраствором.

5.7 Перед устройством наращивания, обойм, рубашек осуществляется подготовка поверхности усиливаемой конструкции: очистка от загрязнений и пыли, жировых пятен; выполнение насечки или открытых пазов с шагом не более 500 мм; промывка водой, сушка, смачивание перед бетонированием. При этом должно учитываться временное ослабление сечения сжатой зоны конструкции при насечке или устройстве пазов.

5.8 При усилении сжатой зоны многпустотных плит используются пустоты, которые бетонируются на всю высоту или в верхней половине пустоты с установкой ограничительных пластин. При этом сверху может устраиваться дополнительная плита или без нее (рисунок 5.5).

5.9 При усилении сжатой зоны ребристых плит выполняется бетонирование уширенных швов плитами с одновременным наращиванием сверху на эффективную ширину полки из бетона повышенной прочности с заполнением оставшейся площади легким бетоном (рисунок 5.6).

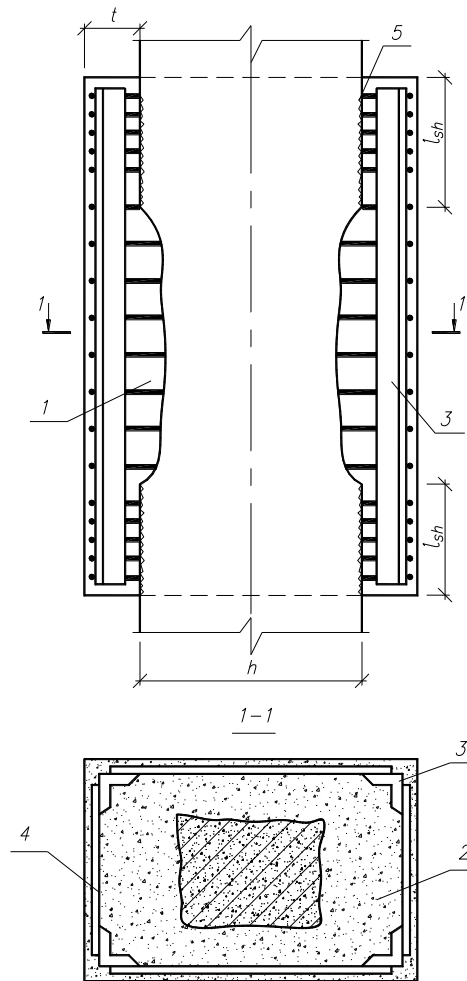
5.10 Приварка дополнительной сжатой арматуры к существующей арматуре усиливаемой конструкции (рисунок 5.7) осуществляется аналогично растянутой арматуре согласно указаниям 4.2, 4.4. В качестве дополнительной арматуры, привариваемой к существующей, применяется арматура согласно указаниям 4.5.

Коротыши и участки соединения скоб в сжатой зоне располагаются по длине конструкции с шагом не более 20 диаметров дополнительной продольной арматуры и не более 500 мм.

При этом в расчете учитываются возможные ослабления арматуры при сварке уменьшением на 15% площади поперечного сечения существующей и дополнительной арматуры усиливаемой конструкции.

76

П 1-98 к СНиП 2.03.01-84*



1 – поврежденный участок, 2 – бетон обоймы, 3 – уголок,
4 – соединительные стержни, 5 – насечка поверхности

Рисунок 5.4 – Усиление поврежденного участка колонны местной железобетонной обоймой

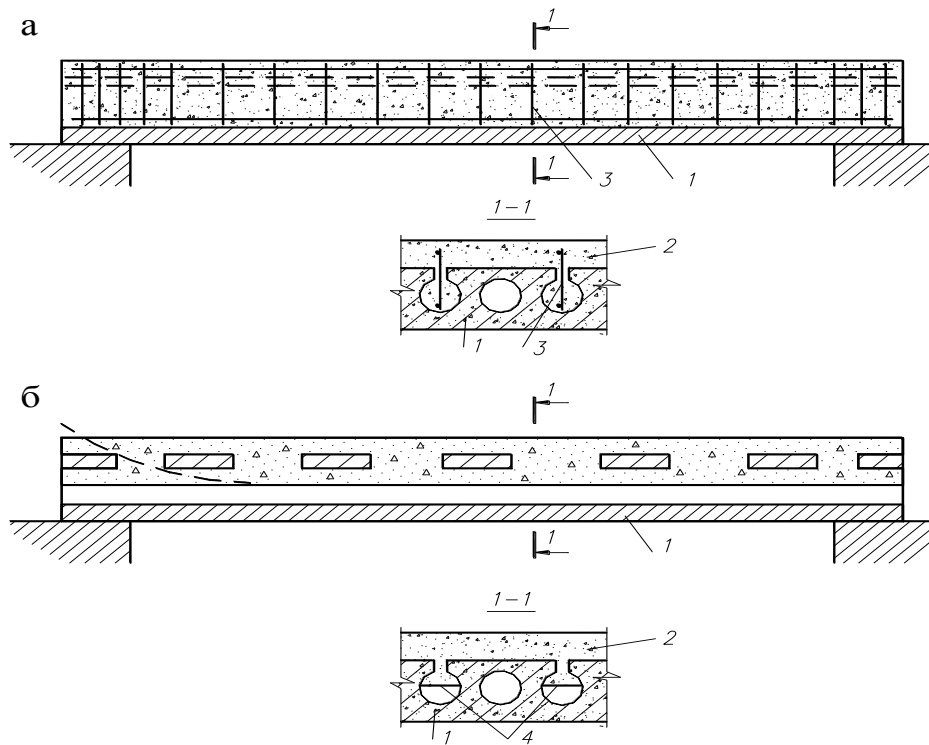
5.11 При обеспечении совместной работы дополнительной сжатой арматуры с усиливаемой конструкцией приклеиванием с помощью полимеррастворов (рисунок 5.8) следует руководствоваться указаниями 4.19 - 4.21, 4.23, аналогично дополнительной арматуре в растянутой зоне. В качестве дополнительной сжатой арматуры без сварки с существующей арматурой или в случае ее приклеивания в сжатой зоне применяется арматура согласно указаниям 4.22.

5.12 Усиление сжатых конструкций путем ограничения поперечных деформаций при $\xi \geq \xi_R$ производится установкой предварительно напряженной косвенной спиральной или кольцевой арматуры. Усиление косвенной арматурой при $\xi < \xi_R$ малоэффективно.

5.13 Шаг навивки спиралей или шаг колец - не более 1/5 диаметра сечения элемента и не более 100 мм. Спирали и кольца должны охватывать всю рабочую продольную арматуру.

77

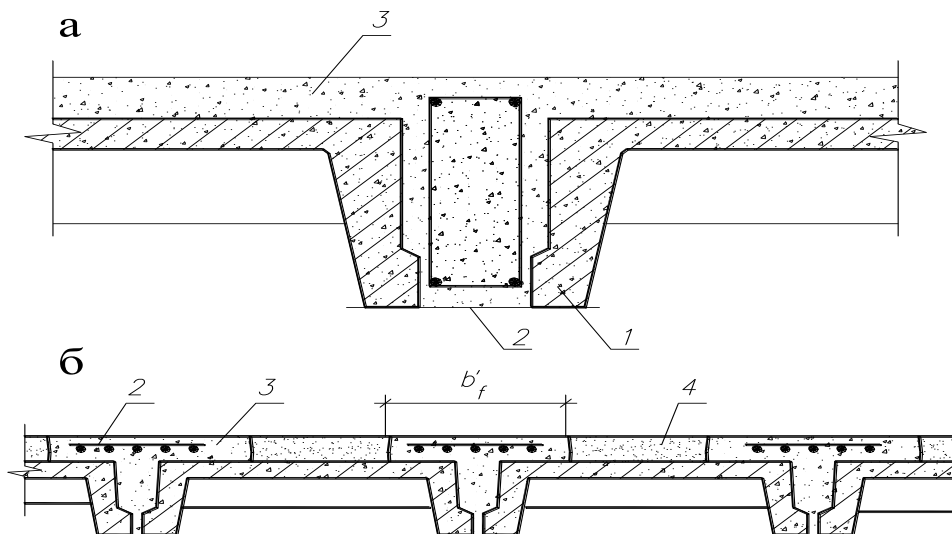
П 1-98 к СНиП 2.03.01-84*



1 – усиливаемая плита, 2 – бетон наращивания, 3 – дополнительная сжатая арматура,
4 – ограничительная пластина

Рисунок 5.5 – Усиление сжатой зоны многопустотных плит перекрытия:

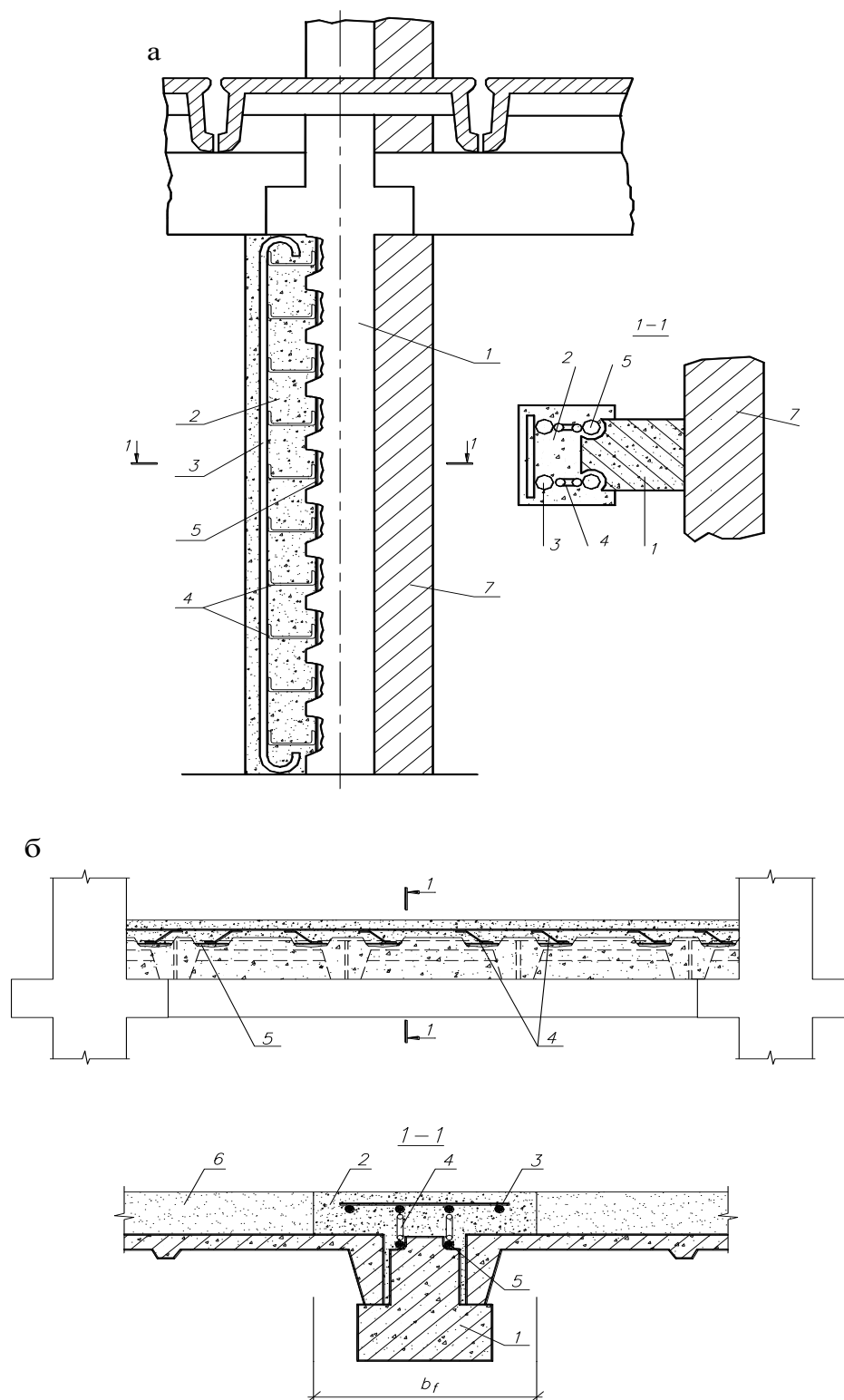
- а – при полном заполнении пустот;
- б – при частичном заполнении пустот



1 – усиливаемая плита, 2 – дополнительная сжатая арматура, 3 – бетон наращивания,
4 – заполнение из легкого бетона

Рисунок 5.6 – Усиление сжатой зоны ребристых плит:

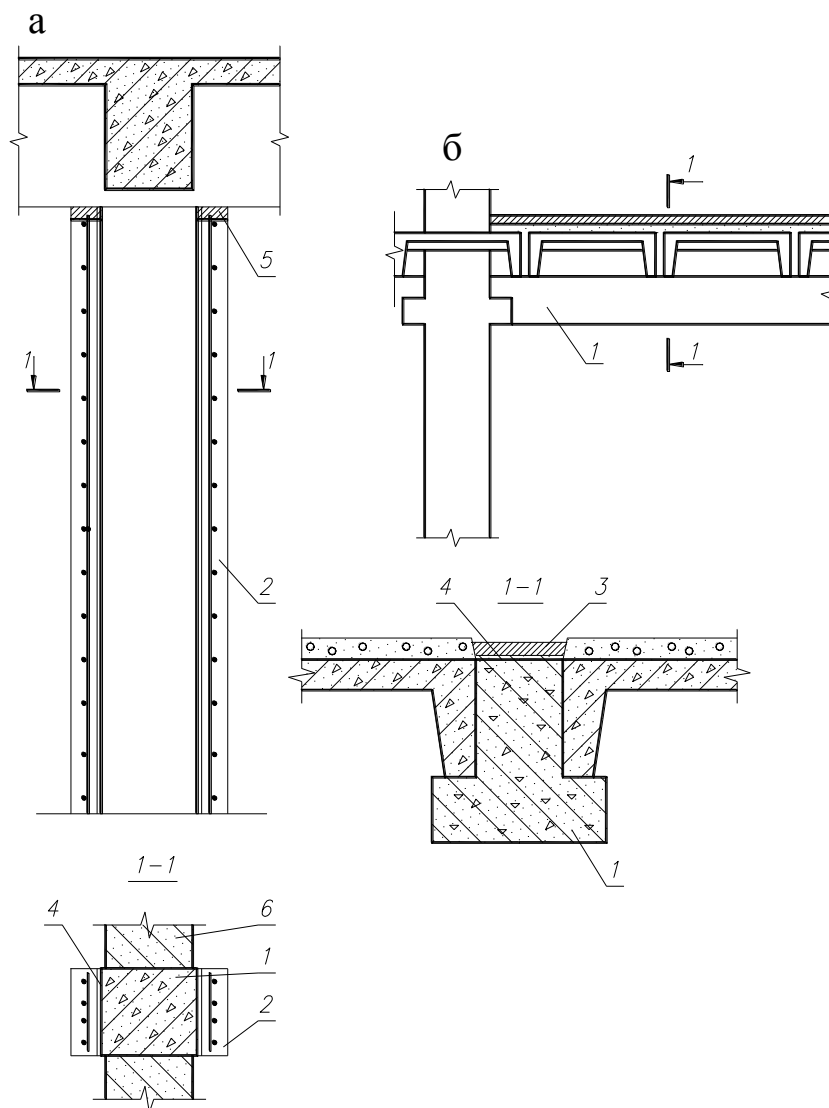
- а – бетонированием расширенных швов с наращиванием сверху;
- б – наращиванием на эффективной ширине сечения



1 – усиливаемая конструкция, 2 – бетон наращивания, 3 – дополнительная арматура,
 4 – скобы, 5 – оголенная арматура, 6 – легкий бетон, 7 – наружная стена

Рисунок 5.7 – Усиление сжатой зоны конструкций наращиванием с установкой дополнительной арматуры:

а – крайней колонны;
 б – сборного ригеля



1 – усиливаемая конструкция, 2 – сборный железобетонный элемент, 3 – листовая арматура, 4 – полимерраствор, 5 – монолитный бетон зачеканки, 6 – внутренняя стена

Рисунок 5.8 – Усиление сжатой зоны конструкции приклеиванием:

а – сборных железобетонных элементов;

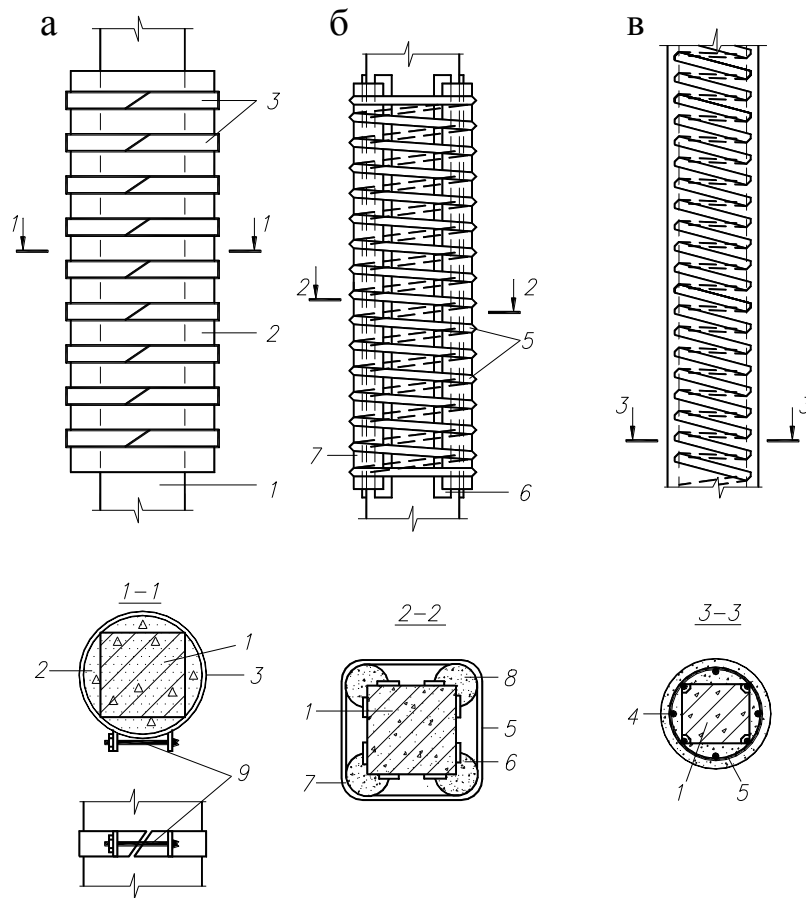
б – дополнительной листовой арматуры

5.14 Перед выполнением спиральной обмотки или монтажом кольцевой арматуры по граням или углам сжатых конструкций устанавливаются дополнительные бетонные (рисунок 5.9,а) или стальные (рисунок 5.9,б) элементы с криволинейной поверхностью. После монтажа арматуры производится натяжение спиральной арматуры с помощью домкрата, а кольцевой с помощью натяжных болтов. Для уменьшения силы трения при натяжении поверхность покрывается смазкой.

При заполнении дополнительных стальных элементов с криволинейной поверхностью бетоном на напрягающем цементе создается плотный контакт с усиливаемой конструкцией.

5.15 В случае полной разгрузки усиливаемой конструкции на момент устройства усиления спирали (кольца) могут быть выполнены без предварительного напряжения. Для устройства спиральной обмотки оголяется продольная арматура по углам усиливаемой конструкции, по окружности обмотки устанавливается дополнительная продольная арматура. По-

сле навивки спиральной арматуры устанавливается опалубка и усиленная конструкция обетонируется (рисунок 5.9,в).



1 – усиленная колонна, 2 – дополнительный бетонный элемент, 3 – кольцевая арматура, 4 – дополнительная сжатая арматура, 5 – спиральная арматура, 6 – пластина, 7 – дополнительный стальной элемент, 8 – бетон на самонапрягающем цементе, 9 – стяжка

Рисунок 5.9 – Усиление сжатых элементов установкой косвенной арматуры:
 а – кольцевой арматуры;
 б, в – спиральной арматуры

Расчет прочности

5.16 Расчет железобетонных конструкций, усиленных увеличением поперечного сечения сжатой зоны и установкой дополнительной сжатой арматуры производится в соответствии со СНиП 2.03.01 в предположении совместной работы дополнительного сечения бетона и арматуры с усиливаемой конструкцией по общему случаю расчета (рисунок 5.10) из условия:

для изгибаемых

для внецентренно растянутых
и сжатых

$$\left. \begin{array}{l} M \\ Ne \end{array} \right\} \leq R_b S_b + R_{b,adj} S_{b,adj} - \sum_{i=1}^n \sigma_{si} S_{si} - \sum_{j=1}^m \sigma_{s,adj} S_{s,adj} , \quad (5.2)$$

где e - расстояние от места приложения внешней продольной силы до центра тяжести наиболее растянутой или наименее сжатой арматуры.

Высота сжатой зоны x и напряжения $\sigma_{s,adj}$ и σ_{si} определяются из совместного решения уравнений:

для изгибаемых
внецентренно растянутых
внецентренно сжатых

$$\left. \begin{matrix} 0 \\ N \\ -N \end{matrix} \right\} + R_b A_b + R_{b,ad} A_{b,ad} - \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} - \sum_{j=1}^m \sigma_{s,adj} A_{s,adj} = 0, \quad (5.3)$$

81

П 1-98 к СНиП 2.03.01-84*

$$R_{sc} \leq \sigma_{si} = \frac{\sigma_{sc,u}}{1 - \frac{\omega}{1.1}} \left(\frac{\omega}{\xi} - 1 \right) + \sigma_{spi} \leq R_s, \quad (5.4)$$

$$R_{sc,ad} \leq \sigma_{s,adj} = \frac{\sigma_{sc,u}}{1 - \frac{\omega}{1.1}} \left(\frac{\omega_{ad}}{\xi_{adj}} - 1 \right) + \sigma_{sp,adj} \leq R_{s,ad}. \quad (5.5)$$

Характеристика сжатой зоны ω и ω_{ad} определяется для бетона с призмической прочностью R_b и $R_{b,ad}$.

Напряжения $\sigma_{sc,u}$ и $\sigma_{sp,adj}$ принимаются по СНиП 2.03.01.

В случае, если сжатая зона находится в бетоне наращивания, ω определяется для бетона наращивания.

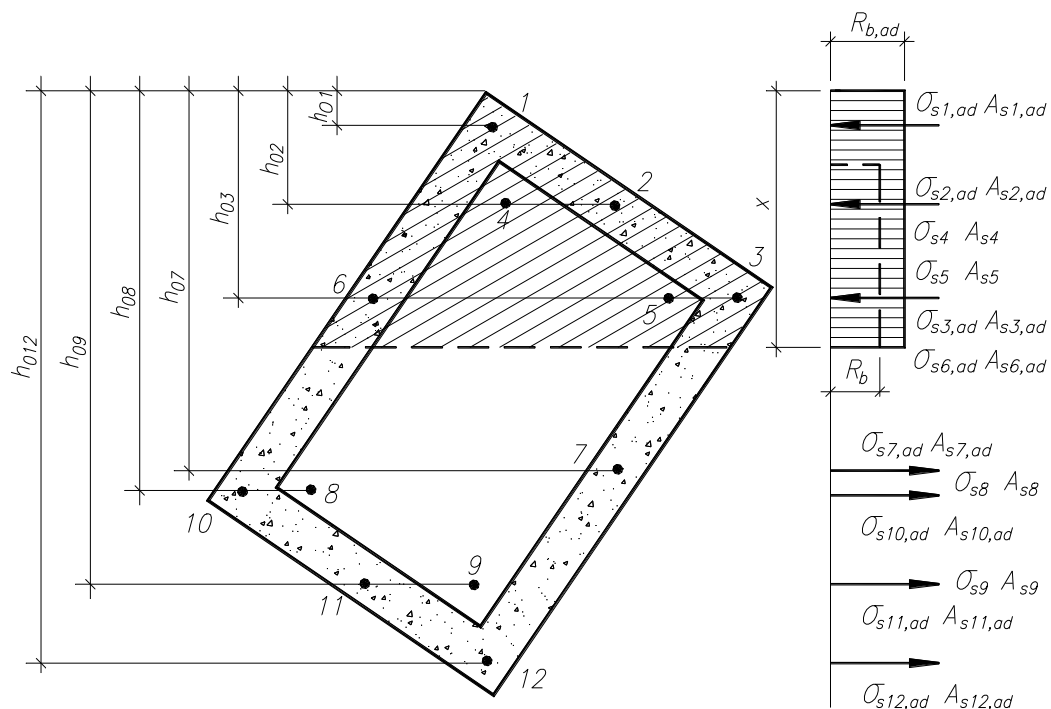


Рисунок 5.10 – Схема усилий и эпюра напряжений в нормальном сечении в общем случае расчета прочности

5.17 При выполнении усиления сжатой зоны конструкции под нагрузкой, превышающей 65% расчетной, расчет производится согласно 5.34.

5.18 При экономическом обосновании усиление железобетонных конструкций наращиванием, обоями или рубашками может производиться при $\xi \geq \xi_R$ за счет увеличения рабочей высоты сечения. Усиление таким способом дает возможность разместить верхнюю на-

допорную арматуру неразрезных конструкций при усилении растянутой зоны опорного сечения.

В этом случае расчет прочности усиленных конструкций прямоугольного поперечного сечения производится из условий:

а) для наращивания: - если соблюдается условие:

для изгибаемых	$\left. \begin{array}{l} 0 \\ N \\ -N \end{array} \right\} + R_s A_s \leq R_{b,ad} b h'_{ad} + R_{sc,ad} A'_{s,ad} , \quad (5.6)$
внецентренно растянутых	
внецентренно сжатых	

82

П 1-98 к СНиП 2.03.01-84*

т.е. $x \leq h'_{ad}$

расчет производится, как для элемента, выполненного из одного класса бетона (рисунок 5.11,а)

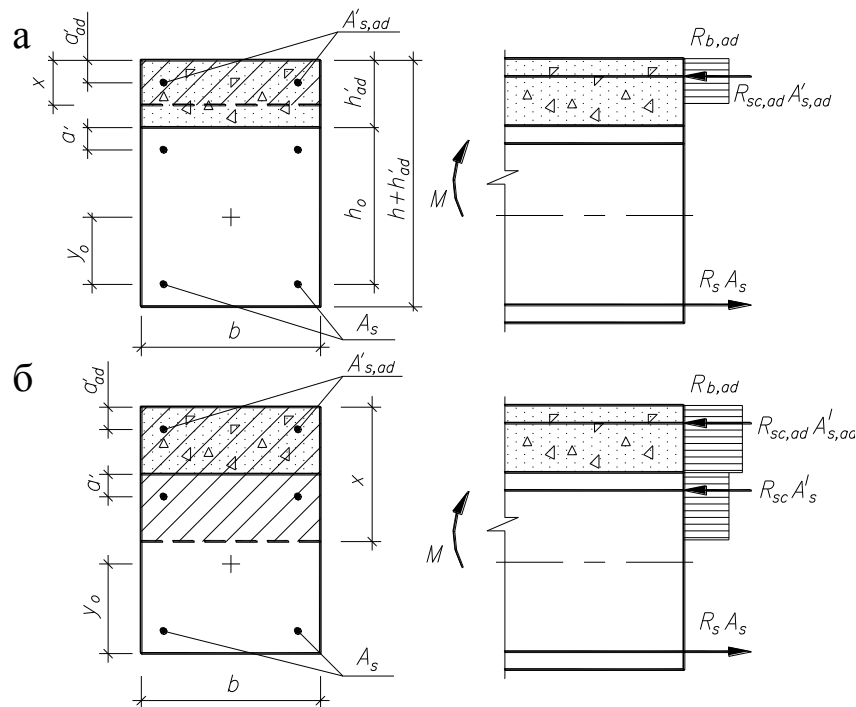


Рисунок 5.11 – Схемы усилий и эпюры напряжений в нормальном сечении усиленного наращиванием элемента при условии $\xi \leq \xi_R$:

а – при $x \leq h'_{ad}$;

б – при $x > h'_{ad}$

для изгибаемых	$\left. \begin{array}{l} M \\ Ne \end{array} \right\} \leq R_{b,ad} b x \left(h_0 + h'_{ad} - \frac{x}{2} \right) + R_{sc,ad} A'_{s,ad} (h_0 + h'_{ad} - a'_{ad}) , \quad (5.7)$
для внецентренно растянутых и внецентренно сжатых	

где e - расстояние от продольной силы до центра тяжести растянутой арматуры.

При этом высота сжатой зоны определяется из условия:

для изгибаемых	$\left. \begin{array}{l} 0 \\ N \\ -N \end{array} \right\} + R_{b,ad} b x + R_{sc,ad} A'_{s,ad} = R_s A_s \quad (5.8)$
для внецентренно растянутых	
внецентренно сжатых	

- если условие (5.6) не соблюдается, расчет производится с учетом различных классов бетона (рисунок 5.11,б).

83

П 1-98 к СНиП 2.03.01-84*

для изгибаемых
для внецентренно растянутых
и внецентренно сжатых

$$\left. \begin{array}{l} M \\ Ne \end{array} \right\} \leq R_b b (x - h'_{ad}) \left(h_0 + \frac{h'_{ad}}{2} - \frac{x}{2} \right) +$$

$$+ R_{sc} A'_s (h_0 - a') + R_{b,ad} b \cdot h'_{ad} \left(h_0 + \frac{h'_{ad}}{2} \right) + , \quad (5.9)$$

$$+ R_{sc,ad} A'_{s,ad} (h_0 + h'_{ad} - a'_{ad})$$

где x определяется из условия:

для изгибаемых
для внецентренно растянутых
внецентренно сжатых

$$\left. \begin{array}{l} 0 \\ N \\ -N \end{array} \right\} + R_{b,ad} b (x - h'_{ad}) + R_{sc} A'_s + ; \quad (5.10)$$

$$+ R_{b,ad} b h'_{ad} + R_{sc,ad} A'_{s,ad} = R_s A_s$$

б) для обоймы (рубашки): - если соблюдается условие;

для изгибаемых
для внецентренно растянутых
внецентренно сжатых

$$\left. \begin{array}{l} 0 \\ N \\ -N \end{array} \right\} + R_s A_s + R_{sc,ad} A'_{s,ad} \leq R_{sc} A'_s + R_{b,ad} (b + b_{ad}) h'_{ad} , \quad (5.11)$$

т.е. $x \leq h'_{ad}$

расчет производится, как для элемента, шириной $(b + b_{ad})$, выполненного из одного класса бетона (рисунок 5.12,а):

для изгибаемых
для внецентренно растянутых
и внецентренно сжатых

$$\left. \begin{array}{l} M \\ Ne \end{array} \right\} \leq R_{b,ad} (b + b_{ad}) x \left(h_{0,red} + h_{ad} - \frac{x}{2} \right) +$$

$$+ R_{sc} A'_{s,ad} (h_{0,red} + h'_{ad} - a'_{ad}) \quad (5.12)$$

При этом высота сжатой зоны определяется из условия:

для изгибаемых
для внецентренно растянутых
внецентренно сжатых

$$\left. \begin{array}{l} 0 \\ N \\ -N \end{array} \right\} + R_{b,ad} (b + b_{ad}) x + R_{sc,ad} A'_{s,ad} = R_s A_s + R_{s,ad} A'_{s,ad} . \quad (5.13)$$

В выражении (5.12):

e - расстояние от внешней продольной силы до центра тяжести существующей и дополнительной арматуры;

$h_{0,red}$ - определяется по формуле (4.7),

- если условие (5.11) не соблюдается, расчет производится с учетом различных классов бетона (рисунок 5.12,б).

для изгибаемых
для внецентренно растянутых
и сжатых

$$\left. \begin{array}{l} M \\ Ne \end{array} \right\} \leq (R_b b + R_{b,ad} b_{ad}) (x - h'_{ad}) \left(h_{0,red} + \frac{h'_{ad}}{2} - \frac{x}{2} \right) +$$

$$+ R_{b,ad} (b + b_{ad}) h'_{ad} \left(h_0 + \frac{h'_{ad}}{2} \right) + R_{sc} A'_s (h_{0,red} - a') + , \quad (5.14)$$

$$+ R_{sc,ad} A'_{s,ad} (h_{0,red} + h'_{ad} - a'_{ad})$$

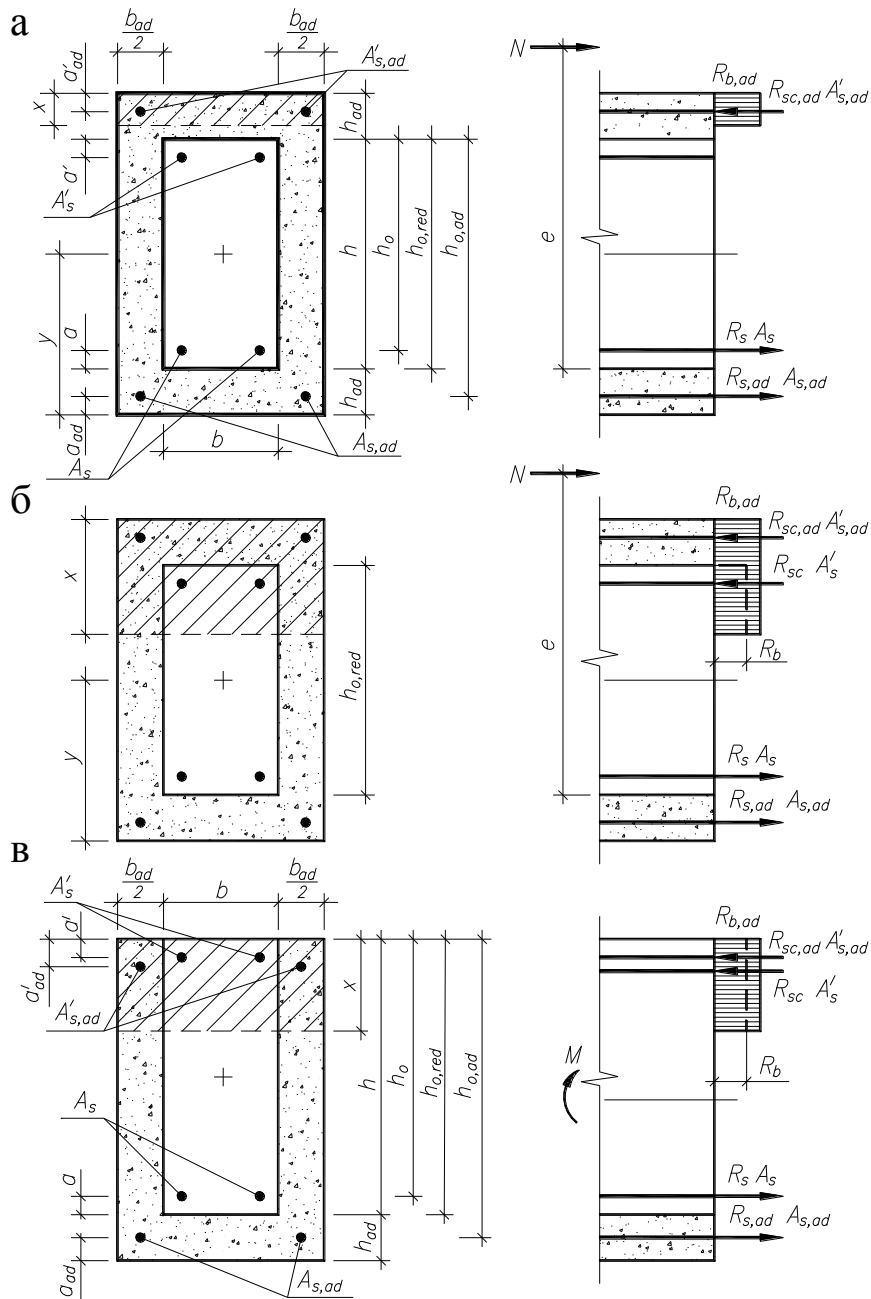


Рисунок 5.12 – Схемы усилий и эпюры напряжений в нормальном сечении элемента, усиленного облойкой (рубашкой), при условии $\xi \leq \xi_R$:

а – при $x \leq h'_{ad}$;

б – при $x > h'_{ad}$

где x определяется из условия:

для изгибаемых

для внецентренно растянутых

сжатых

$$\left. \begin{array}{l} 0 \\ N \\ -N \end{array} \right\} + (R_b b + R_{b,ad} b_{ad})(x - h'_{ad}) +$$

$$+ R_{b,ad}(b + b_{ad})h'_{ad} + R_{sc} A'_s + \quad ;$$

$$+ R_{sc,ad} A'_{s,ad} = R_s A_s + R_{s,ad} A'_{s,ad}$$

(5.15)

в) для рубашки, если незамкнутая поверхность расположена со стороны сжатой грани (рисунок 5.12,в):

для изгибаемых

$$M \left. \begin{array}{l} \\ \\ \\ \end{array} \right\} \leq (R_b b + R_{b,ad} b_{ad}) x \left(h_{0,red} - \frac{x}{2} \right) + \quad (5.16)$$

для внецентренно растянутых
и внецентренно сжатых

$$Ne \left. \begin{array}{l} \\ \\ \\ \end{array} \right\} + R_{sc} A'_s (h_{0,red} - a') + R_{sc,ad} A'_{s,ad} (h_{0,red} - a'_{ad})$$

При этом высота сжатой зоны определяется из условия:

для изгибаемых

$$0 \left. \begin{array}{l} \\ \\ \\ \end{array} \right\} + (R_b b + R_{b,ad} b_{ad}) x + R_{sc} A'_s + \quad (5.17)$$

для внецентренно растянутых
внецентренно сжатых

$$N \left. \begin{array}{l} \\ \\ \\ \end{array} \right\} + R_{sc,ad} A'_{s,ad} = R_s A_s + R_{s,ad} A_{s,ad}$$

5.19 Расчет прочности нормальных сечений конструкций, имеющих полку в сжатой зоне, с усиленной сжатой зоной путем наращивания производится в зависимости от положения границы сжатой зоны.

Если граница сжатой зоны проходит в полке в пределах бетона наращивания, т.е. при $\xi \leq \xi_R$ соблюдается условие:

для изгибаемых

$$0 \left. \begin{array}{l} \\ \\ \\ \end{array} \right\} + R_s A_s \leq R_{b,ad} b'_f h'_{ad} + R_{sc,ad} A'_{s,ad} ; \quad (5.18)$$

внецентренно растянутых
внецентренно сжатых

расчет производится как для прямоугольного сечения шириной $b = b'_f$, выполненных из бетона одного класса (рисунок 5.13,а), согласно условиям (5.7) и (5.8).

Если граница сжатой зоны проходит в полке в пределах бетона усиливаемой конструкции, т.е. условие (5.18) не соблюдается и:

для изгибаемых

$$0 \left. \begin{array}{l} \\ \\ \\ \end{array} \right\} + R_s A_s \leq R_{b,ad} b'_f h'_f + R_{sc,ad} A'_s + R_{b,ad} b'_f h'_{ad} + R_{sc,ad} A_{sc,ad} ; \quad (5.19)$$

внецентренно растянутых
внецентренно сжатых

расчет производится как для прямоугольного сечения шириной $b = b'_f$ с учетом бетона разных классов (рисунок 5.13,б) согласно условиям (5.9) и (5.10).

Если граница сжатой зоны проходит в ребре, т.е. условие (5.19) не соблюдается (рисунок 5.13,в), расчет производится из условия:

для изгибаемых

$$M \left. \begin{array}{l} \\ \\ \\ \end{array} \right\} \leq R_b (b'_f - b) h'_f \left(h_0 - \frac{h'_f}{2} \right) + \quad (5.20)$$

для внецентренно растянутых
и сжатых

$$Ne \left. \begin{array}{l} \\ \\ \\ \end{array} \right\} + R_b b (x - h'_{ad}) \left(h_0 + \frac{h'_{ad}}{2} - \frac{x}{2} \right) + R_{sc} A'_s (h_0 - a') +$$

$$+ R_{b,ad} b'_f h'_{ad} \left(h_0 + \frac{h'_{ad}}{2} \right) + R_{sc,ad} A'_{s,ad} (h_0 + h'_{ad} - a'_{ad})$$

Высота сжатой зоны определяется по формуле:

для изгибаемых
для внецентренно сжатых
внецентренно растянутых

$$\left. \begin{array}{l} 0 \\ N \\ -N \end{array} \right\} + R_b(b'_f + b)h'_f + R_b b(x - h'_{ad}) + \quad (5.21)$$

$$+ R_{sc} A'_s + R_{b,ad} b'_f h'_{ad} + R_{sc,ad} A'_{s,ad} = R_s A_s$$

86

П 1-98 к СНиП 2.03.01-84*

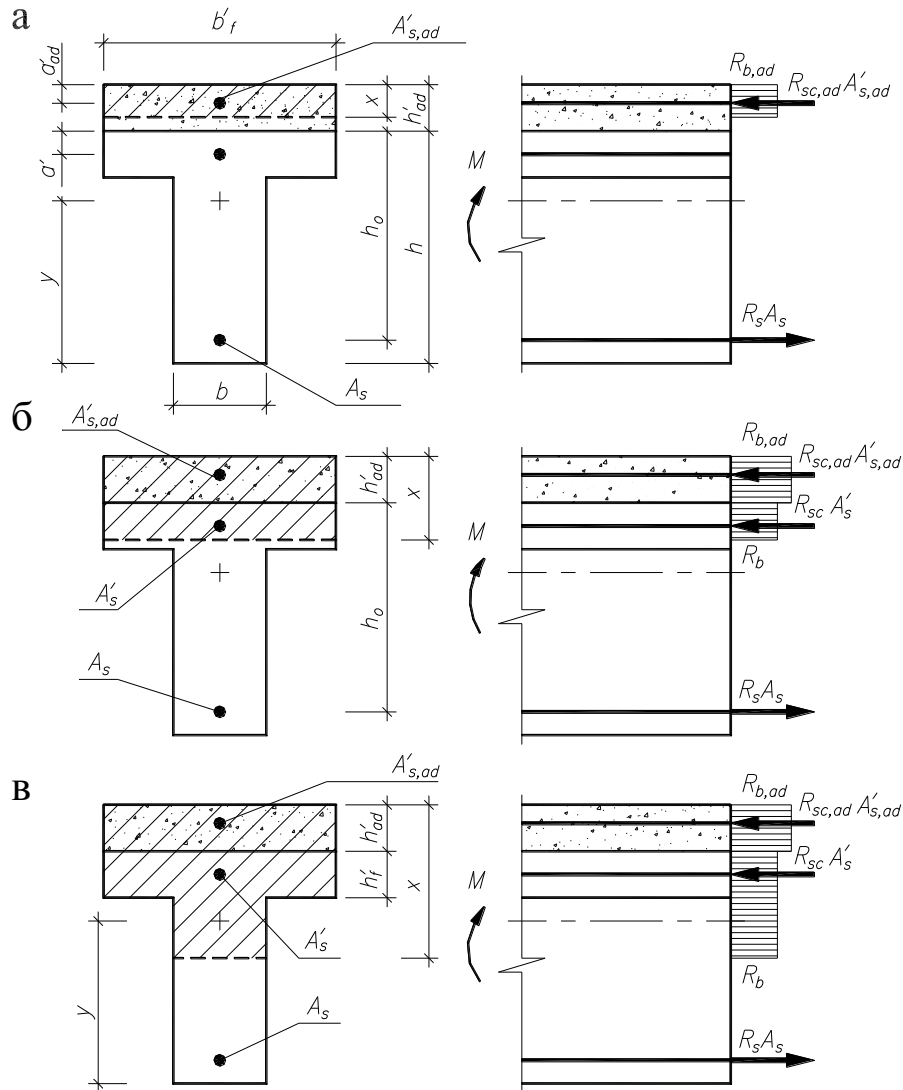


Рисунок 5.13 – Схемы усилий и эпюры напряжений в тавровом сечении с полкой в сжатой зоне элемента, усиленного наращиванием, при $\xi \leq \xi_R$:

- а – при $x < h'_{ad}$;
- б – при $h'_{ad} < x < h'_{ad} + h'_f$;
- в – при $x > h'_{ad} + h'_f$

5.20 Толщина наращивания или обоймы со стороны наиболее сжатой грани при $\xi \leq \xi_R$ определяется из уравнения:

$$A(h'_{ad})^2 + Bh'_{ad} + C = 0, \quad (5.22)$$

по формуле:

$$h'_{ad} = \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A}, \quad (5.23)$$

где А, В, С - коэффициенты, определяемые из выражений:

87

П 1-98 к СНиП 2.03.01-84*

- для усиливаемых наращиванием конструкций прямоугольного сечения шириной b при выполнении условия (5.6), или таврового сечения шириной $b = b'_f$ при выполнении условия (5.18), а также обоймами при ширине усиленного сечения при соблюдении условия (5.11),

$$A = -0.5R'_{sc,ad}\mu^2b^2, \quad (5.24)$$

$$B = (R_s A_s \mp N)(R_{b,ad} + R_{sc,ad}\mu)b - R_{b,ad}b^2 R_{sc,ad}\mu a'_{ad}, \quad (5.25)$$

$$C = R_{b,ad}b((R_s A_s \mp N)h_0 - Ne) - 0.5(R_s A_s \mp N), \quad (5.26)$$

- для усиливаемых наращиванием конструкций прямоугольного сечения шириной b при невыполнении условия (5.6) или таврового сечения шириной $b = b'_f$ при одновременном невыполнении условия (5.18) и выполнении условия (5.19),

$$A = 0.5b^2 \left(R_b(R_b - R_{b,ad}) - (R_{b,ad} - R_b + R_{sc,ad}\mu)^2 \right), \quad (5.27)$$

$$B = (R_s A_s \mp N - R_{sc} A'_s)(R_{b,ad} + R_{sc,ad}\mu)b - R_{b,ad}b^2 R_{sc,ad}\mu a'_{ad}, \quad (5.28)$$

$$C = R_b b \left((R_s A_s \mp N)h_0 - R_{sc} A'_s a' - Ne \right) - 0.5(R_s A_s \mp N - R_{sc} A'_s)^2; \quad (5.29)$$

- для усиливаемых обоймами конструкций при невыполнении условия (5.11):

$$A = 0.5 \left\{ b(R_b - R_{b,ad})(R_b b + R_{b,ad}b_{ad}) - [(R_{b,ad} - R_b)b + R_{sc,ad}\mu(b + b_{ad})]^2 \right\}, \quad (5.30)$$

$$B = (R_s A_s + R_{s,ad} A_{s,ad} \mp N - R_{sc} A'_s)(R_{b,ad} + R_{sc,ad}\mu)(b + b_{ad}) - (R_b b + R_{b,ad}b_{ad})(b + b_{ad})R_{sc,ad}\mu, \quad (5.31)$$

$$C = (R_b b + R_{b,ad}b_{ad}) \left[(R_s A_s + R_{s,ad} A_{s,ad} \mp N)h_{0,red} - R_{sc} A'_s a' - Ne \right] - 0.5(R_s A_s + R_{s,ad} A_{s,ad} \mp N - R_{sc} A'_s)^2; \quad (5.32)$$

- для усиливаемых наращиванием конструкций таврового сечения при невыполнении условия (5.19):

$$A = 0.5 \left(R_b b (R_b b - R_{b,ad}b'_f) - (R_{b,ad}b'_f - R_b b + R_{sc,ad}\mu b'_f)^2 \right), \quad (5.33)$$

$$B = (R_s A_s \mp N - R_{sc} A'_s)(R_{b,ad} + R_{sc,ad}\mu)b'_f + R_b b'_f \left[R_{sc,ad}\mu b (h'_f - a'_{ad}) - R_{b,ad}h'_f (b'_f - b) - R_{sc,ad}\mu b'_f h'_f \right], \quad (5.34)$$

$$C = R_b b \left[(R_s A_s \mp N)h_0 - R_{sc} A'_s a' - Ne \right] - 0.5 \left[R_s A_s \mp N - R_{sc} A'_s - R_b (b'_f - b)h'_f \right]^2. \quad (5.35)$$

В выражениях (5.24) - (5.35): μ - заданный процент армирования обоймы или наращивания; e - расстояние от оси действия внешней силы до центра тяжести растянутой арматуры с учетом влияния прогиба. Знак "минус" перед N - для центрально растянутых конструкций, "плюс" - для внецентренно сжатых. Для изгибаемых конструкций принимается $Ne = M$, $N = 0$. Значения M и N принимаются с учетом собственного веса бетона наращивания, обоймы или рубашки.

При неучете дополнительной сжатой арматуры наращивания или обоймы принимается $\mu = 0$.

При расчете наращивания усиливаемых конструкций в случае соблюдения условия (5.6), а также выполненного из бетона того же класса, что и усиливаемая конструкция (при несоблюдении условия (5.6)) без учета сжатой арматуры толщина наращивания определяется по формуле

$$h'_{ad} = \frac{Ne}{R_s A_s \mp N} + 0.5 \frac{R_s A_s \mp N}{R_{b,ad} b} - h_0. \quad (5.36)$$

Для изгибаемых конструкций $Ne = M$, $N = 0$. Знак "минус" - для внецентренно растянутых, знак "плюс" - для внецентренно сжатых конструкций.

88

П 1-98 к СНиП 2.03.01-84*

5.21 Толщину наращивания или обоймы со стороны наиболее сжатой грани при $\xi = \frac{x}{h_{0,red} + h'_{ad}} > \xi_R$ допускается определять по формуле (5.23).

Коэффициенты А, В, С определяются из выражений:

- для усиливаемых наращиванием конструкций прямоугольного сечения шириной b при выполнении условия (5.6) или таврового сечения шириной $b = b'_f$ при выполнении условия (5.18), а также обоймами при ширине усиленного сечения $b = b + b_{ad}$ при соблюдении условия (5.11):

$$A = R_{sc,ad} \mu b, \quad (5.37)$$

$$B = R_{b,ad} b \xi_R h_0 + R_{sc,ad} \mu b (h_0 a'_{ad}), \quad (5.38)$$

$$C = R_{b,ad} h_0^2 b \xi_R (1 - 0.5 \xi_R) - Ne; \quad (5.39)$$

- для усиливаемых наращиванием конструкций прямоугольного сечения шириной b при невыполнении условия (5.6) или таврового сечения шириной $b = b'_f$ при одновременном невыполнении условия (5.18) или выполнении условия (5.19):

$$A = (0.5 R_{b,ad} + R_{sc,ad} \mu - 0.5 R_b) b, \quad (5.40)$$

$$B = (R_{b,ad} + R_{sc,ad} \mu - R_b (1 - \xi_R)) b h_0 - R_{sc,ad} \mu b a'_{ad}, \quad (5.41)$$

$$C = R_b b h_0^2 \xi_R (1 - 0.5 \xi_R) + R_{sc} A'_s (h_0 - a') - Ne; \quad (5.42)$$

- для усиливаемых обоймами конструкций при невыполнении условия (5.11):

$$A = 0.5 b (R_{b,ad} - R_b) + R_{sc,ad} \mu (b + b_{ad}), \quad (5.43)$$

$$B = R_{b,ad} (b + b_{ad}) h_0 + R_{sc,ad} \mu (b + b_{ad}) (h_0 - a') - (R_b b + R_{b,ad} b_{ad}) h_0 (1 - \xi_R), \quad (5.44)$$

$$C = (R_b b + R_{b,ad} b_{ad}) h_0^2 \xi_R (1 - 0.5 \xi_R) + R_{sc} A'_s (h_0 - a') - Ne. \quad (5.45)$$

При расчете наращивания усиливаемых конструкций в случае соблюдения условия (5.6), а также выполненного из бетона того же класса, что и усиливаемая конструкция (при несоблюдении условия (5.6)) без учета сжатой арматуры толщина наращивания определяется по формуле:

$$h'_{ad} = \frac{Ne}{R_{b,ad} b \xi_R h_0} - (1 - 0.5 \xi_R) h_0. \quad (5.46)$$

Для изгибаемых конструкций принимается $Ne = M$.

Для бетона класса В30 и ниже в выражениях (5.37) - (5.46) следует принимать $\xi_R = 0.55$.

5.22 Определение площади поперечного сечения дополнительной сжатой арматуры при $\xi > \xi_R$ и заданной толщине наращивания или обоймы производится с учетом указаний

5.10, 5.18 соответственно из условий (5.7), (5.9), (5.12), (5.14) и (5.16) при $x = \xi_R(h_{0,red} + h'_{ad})$ - для бетона класса выше В30 или $x = 0.55(h_{0,red} + h'_{ad})$ - для бетона класса В30 и ниже (класс бетона определяется по (3.40)).

5.23 Расчет прочности сжатых конструкций при случайных эксцентриситетах, усиленных обоймой производится из условия

$$N = \varphi(R_b A_b + R_{sc} A'_s + R_{b,ad} A_{b,ad} + R_{sc,ad} A'_{s,ad}), \quad (5.47)$$

$$\varphi = \varphi_b + 2(\varphi_{sb} - \varphi_b)\alpha_s, \quad \alpha_s = \frac{R_{sc} A'_s + R_{sc,ad} A'_{s,ad}}{R_b A_b + R_{b,ad} A_{b,ad}},$$

где φ_b, φ_{sb} - коэффициент продольного изгиба, принимается по таблице Д.1 приложения Д;
 $A_{b,ad}$ - площадь поперечного сечения обоймы.

89

П 1-98 к СНиП 2.03.01-84*

При постоянной по периметру сечения конструкции толщина обоймы определяется по формуле:

$$h'_{ad} = \frac{\sqrt{(b+h)^2 + 4A_{b,ad}} - (b+h)}{4}. \quad (5.48)$$

5.24 При устройстве косвенного армирования в виде спиральной или кольцевой арматуры с последующим обетонированием допускается применять в качестве дополнительной продольной арматуры высокопрочную арматуру с расчетным сопротивлением сжатию равным

$$R_{sc,ad,red} = R_{sc,ad} \frac{1 + \delta_3 \lambda_1}{1 + \delta_3 \lambda_2} \leq R_s, \quad (5.49)$$

где $\delta_3 = 1.6\Theta\psi$;

$$\lambda_1 = \left(\left(\frac{R_{s,ad}}{R_{sc,ad}} \right)^2 - 1 \right) \frac{1000}{R_s}, \quad \lambda_2 = \left(\frac{R_{s,ad}}{R_{sc,ad}} - 1 \right) \frac{1000}{R_s},$$

$R_{sc,ad} = 400$ МПа при $\gamma_{b2} \geq 1$;

$R_{sc,ad} = 500$ МПа при $\gamma_{b2} \geq 0.9$.

При этом для спиральной и кольцевой арматуры коэффициенты ψ и Θ равны.

$$\psi = \frac{\mu_{cir} R_{cir}}{\frac{R_b A_b + R_{b,ad} A_{b,ad,ef}}{A_b + A_{b,ad,ef}} + 10}, \quad (5.50)$$

$$1 \leq \Theta = 0.8 + 25 \frac{A_{s,tot}}{A_{ef}} \left(1 - \frac{R_b A_b + R_{b,ad} A_{b,ad,ef}}{100(A_b + A_{b,ad,ef})} \right) \leq 1.6. \quad (5.51)$$

5.25 Расчет прочности сжатых элементов, усиленных спиральной или кольцевой поперечной арматурой в общем случае производится из условий (5.2) - (5.5), вводя в расчет лишь часть площади бетонного сечения A_{ef} , ограниченную осью спирали, подставляя в расчетные формулы вместо R_b приведенную призмную прочность бетона $R_{b,ad}$ и вычисляя характеристику сжатой зоны бетона ω по формуле:

$$\omega = \alpha - 0.008 R_{b,red} + \delta_2 \leq 0.9, \quad (5.52)$$

где $\delta_2 = 10 \mu_{cir} \leq 0.15$.

Значение $R_{b,red}$ определяется по формуле:

$$R_{b,red} = \frac{R_b A_b + R_{b,ad} A_{b,ad,ef}}{A_b + A_{b,ad,ef}} + 2 \mu_{cir} R_{s,cir} \left(1 - \frac{7.5e_0}{d_{ef}} \right), \quad (5.53)$$

где A_b и $A_{b,ad,ef}$ - соответственно площадь поперечного сечения бетона усиливаемой конструкции и бетона усиления внутри площади, ограниченной осью спирали;

$$\mu_{cir} = \frac{4A_{s,cir}}{d_{ef}s}, \quad (5.54)$$

μ_{cir} - коэффициент косвенного армирования;

$A_{s,cir}$ - площадь поперечного сечения спиральной или кольцевой арматуры;

d_{ef} - диаметр сечения внутри спирали;

90

П 1-98 к СНиП 2.03.01-84*

e_0 - эксцентриситет приложения продольной силы (без учета влияния прогиба).

Косвенное армирование учитывается в расчете при условии, что несущая способность усиленной конструкции, определенная с учетом $R_{b,red}$ и площади поперечного сечения A_{ef} , ограниченной осью спиральной или кольцевой арматуры, превышает его несущую способность, определенную по полному сечению ($A_b + A_{b,ad}$) и значению расчетного сопротивления

бетона $\frac{R_b A_b + R_{b,ad} A_{b,ad,ef}}{A_b + A_{b,ad,ef}}$ без учета косвенной арматуры.

Расчет прочности контактного шва в сжатой зоне

5.26 Расчет прочности контактного шва между наращиванием сжатой зоны и усиливаемой конструкцией производится из условия (4.23).

5.27 Сдвигающее усилие в шве от внешней нагрузки со стороны свободной опоры определяется из условия равновесия сил в наклонном сечении (рисунок 5.14,а)

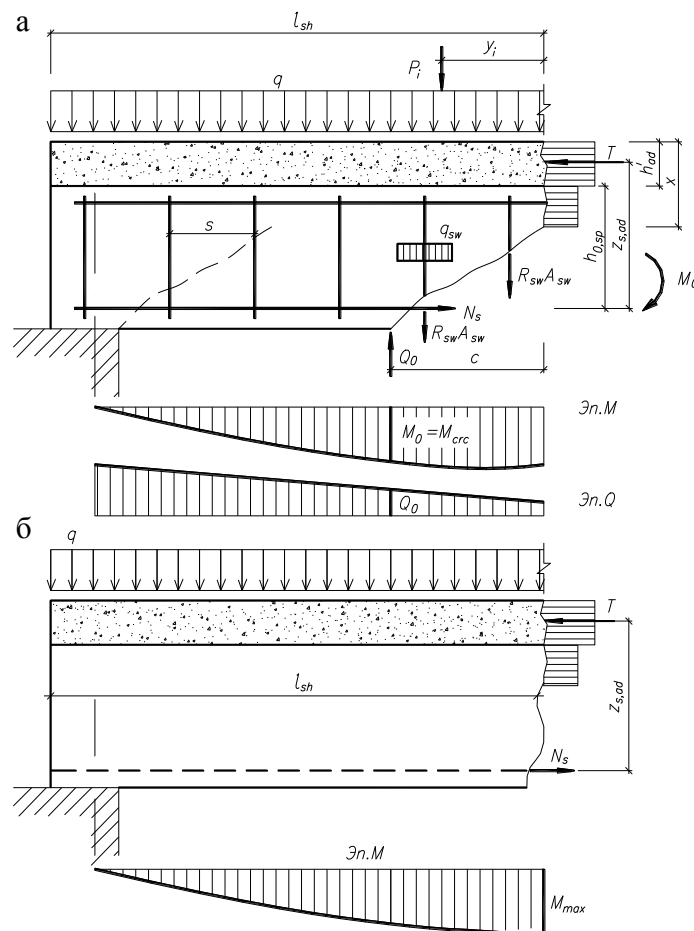


Рисунок 5.14 – Схема для определения усилий и расчетной длины контактного шва у свободной опоры:

а – при наличии наклонных трещин;
б – при отсутствии наклонных трещин

П 1-98 к СНиП 2.03.01-84*

$$T = T_1 = (M_{01} + Q_0 c_1 - P_{i1} y_i - 0.5 q c_1^2 - 0.5 q_{sw} c_1^2) / z_{s,ad} \leq \bar{T}_1, \quad (5.55)$$

$$\bar{T}_1 = R_{bn,ad} A_{b,ad} + R_{sc,ad} A'_{s,ad},$$

где $z_{s,ad} = h_0 + \frac{h'_{ad}}{2}$;

при $x < h'_{ad}$, $z_{s,ad} = h_0 + h'_{ad} - 0.5x$, $\bar{T}_1 = R_{bn,ad} A_{bc,ad} + R_{sc,ad} A'_{s,ad}$,

$z_{s,ad}$ - расстояние между центром тяжести растянутой арматуры и центром тяжести сжатой зоны в наращивании.

$A_{bc,ad}$, $A_{b,ad}$ - соответственно площадь поперечного сечения сжатой зоны наращивания и площадь поперечного сечения наращивания.

Длина поверхности сдвига l_{sh} принимается равной расстоянию от торца усиливаемой конструкции до точки, в которой наклонное сечение пересекает плоскость, проходящую через геометрический центр поверхности сдвига. Начало расчетного наклонного сечения определяется в соответствии с 4.35.

5.28 При разрушении усиленной конструкции по нормальному сечению при отсутствии наклонных трещин сдвигающее усилие определяется (рисунку 5.14,б) из условия:

$$T = \bar{T}_1. \quad (5.56)$$

Длина поверхности сдвига принимается равной уменьшенному на $h_{0,sp}$ расстоянию от торца усиливаемой конструкции до расчетного сечения ($h_{0,sp}$ - рабочая высота сечения в пролете).

Для сжатых конструкций, усиленных железобетонной обоймой или рубашкой с передачей нагрузки только на усиливаемую конструкцию (например, местная обойма), длина поверхности сдвига определяется расстоянием от начала поврежденного участка до конца обоймы.

5.29 Сдвигающее усилие в шве от внешней нагрузки со стороны неразрезной опоры определяется по формуле:

$$T = T_1 + T_2, \quad (5.57)$$

где T_1 - определяется по формуле (5.55):

$$T_2 = \frac{M_{02} + Q_{02} c_2 - P_{i2} y_{i2} - 0.5 q c_2^2 - 0.5 q_{sw} c_2^2 - R_s A_s z_s}{z_{s,ad}} \leq \bar{T}_2 = R_{sn,ad} A_{s,ad}, \quad (5.58)$$

где $z_{s,ad} = h - 0.5x$ - расстояние между контактными швом и центром тяжести сжатой зоны над опорой.

В формуле (5.55) и (5.58): A_s и $A_{s,ad}$ - соответственно площадь поперечного сечения надопорной растянутой арматуры, расположенной в усиливаемой конструкции и элементе усиления, M_{01} , M_{02} - моменты от внешней нагрузки в нормальных сечениях, проходящих через начало наклонных сечений у растянутых граней конструкции в пролете и у неразрезной опоры.

При отсутствии расчетной дополнительной надопорной арматуры в элементе усиления принимается $T_2=0$.

Длина поверхности сдвига l_{sh} принимается равной расстоянию между точками пересечения двумя рассматриваемыми наклонными сечениями плоскости, проходящей через

геометрический центр поверхности сдвига (рисунок 5.15,а). Начало расчетных наклонных сечения определяется в соответствии с 4.35.

5.30 При разрушении усиленной конструкции по нормальным сечениям при отсутствии наклонных трещин сдвигающее усилие определяется из условия:

$$T = \bar{T}_1 + \bar{T}_2. \quad (5.59)$$

92

П 1-98 к СНиП 2.03.01-84*

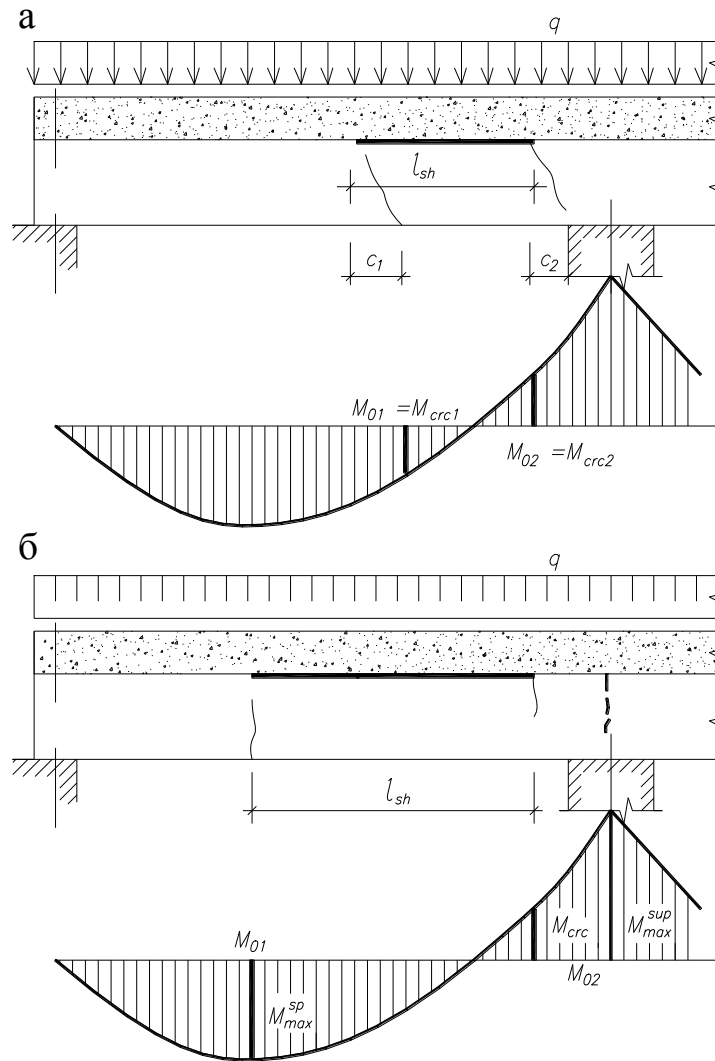


Рисунок 5.15 – Схема для определения расчетной длины контактного шва у неразрезной опоры:

- а – при наличии наклонных трещин;
- б – при отсутствии наклонных трещин

Длина поверхности сдвига l_{sh} равна уменьшенному на $(h_{0,sp} + h_{0,sup})$ расстоянию между сечениями с максимальными моментами в пролете и на опоре.

При отсутствии дополнительной арматуры над опорой в элементе усиления принимается $T_2 = 0$:

$$T = T_1 + R_{bt,ad} (A_{b,ad} + 2\alpha A_{s,ad}). \quad (5.60)$$

Длина поверхности сдвига l_{sh} в этом случае принимается равной уменьшенному на $(h_{0,sp} + h_{0,sup})$ расстоянию между сечением с максимальным сечением в пролете и сечением, где образуется нормальная трещина со стороны наращивания, наиболее удаленным от неразрезной опоры (рисунок 5.15,б), ($h_{0,sup}$ - рабочая высота сечения на неразрезной опоре).

5.31 Длина проекции расчетного наклонного сечения определяется согласно 4.33 и 4.34.

5.32 Предельное сдвигающее усилие, воспринимаемое контактным швом, определяется аналогично сборно-монолитным конструкциям / 65 / по формуле:

$$T_u = R_{sh} b_{sh} l_{sh}, \quad (5.61)$$

93

П 1-98 к СНиП 2.03.01-84*

где R_{sh} - среднее по длине участка суммарное расчетное сопротивление сдвигу контактного шва;

b_{sh} - расчетная ширина поверхности сдвига.

В общем случае среднее суммарное расчетное сопротивление сдвигу контактного шва принимается равным:

$$R_{sh} = R_{sh,b} + R_{sh,s} + R_{sh,n}, \quad (5.62)$$

где $R_{sh,b}$ - сопротивление шва сдвигу за счет сцепления, механического зацепления и обжатия бетона;

$R_{sh,s}$ - сопротивление шва сдвигу за счет работы на срез дополнительной поперечной арматуры, пересекающей шов;

$R_{sh,n}$ - сопротивление шва сдвигу за счет работы поперечных шпонок.

При учете в расчетах работы поперечных шпонок сопротивление шва сдвигу $R_{sh,b}$ не учитывается.

При учете совместной работы шпонок и дополнительной поперечной арматуры расчетное сопротивление контактного шва сдвигу принимается равным:

$$R_{sh} = \gamma_{n1} R_{sh,n} + \gamma_{n2} R_{sh,s}, \quad (5.63)$$

где γ_{n1} , γ_{n2} - коэффициенты, равные:

при $R_{sh,n} \geq R_{sh,s}$, $\gamma_{n1} = 1$, $\gamma_{n2} = 0.5$;

при $R_{sh,n} < R_{sh,s}$, $\gamma_{n1} = 0.5$, $\gamma_{n2} = 1$.

Сопротивление контактного шва сдвигу $R_{sh,b}$ определяется по формуле:

$$R_{sh,b} = \gamma_{b1} \gamma_{b2} \gamma_{b,sh1} R_{bt} \left(1 + \gamma_{b,sh2} \frac{\sigma_{b,m}}{R_{bt}} \right), \quad (5.64)$$

где R_{bt} - расчетное сопротивление бетона более низкого класса из сопрягаемых;

γ_{b1} - коэффициент, учитывающий влияние многократно повторяющейся нагрузки, равен:

при коэффициенте асимметрии цикла нагружений $\rho = 0.3$, $\gamma_{b1} = 0.65$; при $\rho = 0.6$, $\gamma_{b1} = 0.75$, (применение плоского гладкого неармированного контакта при действии многократно повторяющейся нагрузки не допускается);

$\gamma_{b2} = 0.75$ - коэффициент, учитывающий длительность действия нагрузки;

$\gamma_{b,sh1}$ - коэффициент, учитывающий влияние состояния поверхности контактного шва, принимается по таблице Д.2 приложения Д;

$\gamma_{b,sh2}$ - коэффициент, учитывающий влияние состояния поверхности контактного шва при его обжатии, принимается по таблице Д.2 приложения Д;

$$\sigma_{b,m} = \frac{Q}{b_{sh} l_{sh}} \quad (5.65)$$

- среднее напряжение обжатия контактного шва.

При расчете прочности контактных швов у неразрезных опор принимается $\sigma_{b,m} = 0$.

Сопротивление шва сдвигу $R_{sh,s}$ за счет работы поперечной арматуры определяется по формуле:

$$R_{sh,s} = 0.65 \sqrt[3]{R_b^2 E_s \mu_{sw}} \leq 0.7 \mu_{sw} R_s, \quad (5.66)$$

где R_b - расчетное сопротивление бетона усиления сжатию;

94

П 1-98 к СНиП 2.03.01-84*

E_s - модуль упругости поперечной арматуры;

$\mu_{sw} = \frac{A_{sw}}{b_{sh} S_{ad}}$ - коэффициент поперечного армирования;

S_{ad} - шаг дополнительных поперечных стержней.

Сопротивление шва сдвигу за счет работы поперечных бетонных шпонок определяется как меньшее значение из условий среза и смятия:

$$R_{sh,n} = \frac{2R_{bi} b_n l_{ni} n}{b_{sh} l_{sh}}, \quad (5.67)$$

$$R_{sh,n} = \frac{R_{bi} b_n h_n n}{b_{sh} l_{sh}}, \quad (5.68)$$

где b_n , h_n , l_{ni} - ширина, высота и длина шпонок;

n - число шпонок на расчетной поверхности сдвига.

Расчетная ширина b_{sh} принимается равной ширине контакта в месте сопряжения усиливаемой конструкции и бетона наращивания.

Для сжатых конструкций, усиленных обоймой или рубашкой с передачей нагрузки только на конструкцию, b_{sh} принимается равной сумме сторон поперечного сечения усиливаемой конструкции, сопряженных с бетоном усиления.

Оценка надежности конструкций с усиленной сжатой зоной

5.33 Оценка надежности конструкций с усиленной сжатой зоной производится аналогично как для конструкций с усиленной растянутой зоной согласно 4.45.

Расчет конструкций с усиленной сжатой зоной на основе деформационной модели

5.34 Расчет прочности железобетонных элементов с усиленной сжатой зоной при полной предварительной разгрузке производится согласно 3.52, как при поверочных расчетах. При этом параметры диаграмм состояния бетона и арматуры усиливаемой конструкции определяются по результатам испытаний, а дополнительного бетона и арматуры по СНиП 2.03.01 (рисунок 5.16).

5.35 Расчет прочности изгибаемых и внецентренно сжатых (растянутых) в одной плоскости железобетонных элементов с усиленной сжатой зоной под нагрузкой или с частичным разгрузением производится согласно указаниям 4.47.

При косом изгибе и косом внецентренном сжатии на первом этапе определяются относительные деформации усиливаемого элемента от действующей при усилении нагрузки, которые в общем случае определяются кривизнами $(1/r)_y, (1/r)_x$, расстоянием от выбранных осей до центра изгиба y_0, x_0 и относительными деформациями $\varepsilon_{N,1} = N / \sum_{i=1}^n E_i A_i$. На втором

этапе расчет производится для усиленного сечения элемента методом последовательного нагружения с реализацией итерационного процесса вычисления относительных деформаций в элементарных площадках. Максимальное усилие от внешней нагрузки, при которых выполняются условия равновесия, соответствует несущей способности элемента с усиленной сжатой зоной.

Относительные деформации в элементарных площадках сечения железобетонного элемента с усиленной сжатой зоной (рисунок 4.8) определяются из условий:

- для косоизгибаемых элементов:

- в основном сечении:

$$\varepsilon_i = \left(\frac{I}{r_c} \right)_y (y_{o,c} - y_i) + \left(\frac{I}{r_c} \right)_x (x_{o,c} - x_i); \quad (5.69)$$

- в дополнительном сечении:

$$\varepsilon_j = \left(\frac{1}{r_{ad}} \right)_y (y_{o,ad} - y_j) + \left(\frac{1}{r_{ad}} \right)_x (x_{o,ad} - x_j);$$

П 1-98 к СНиП 2.03.01-84*

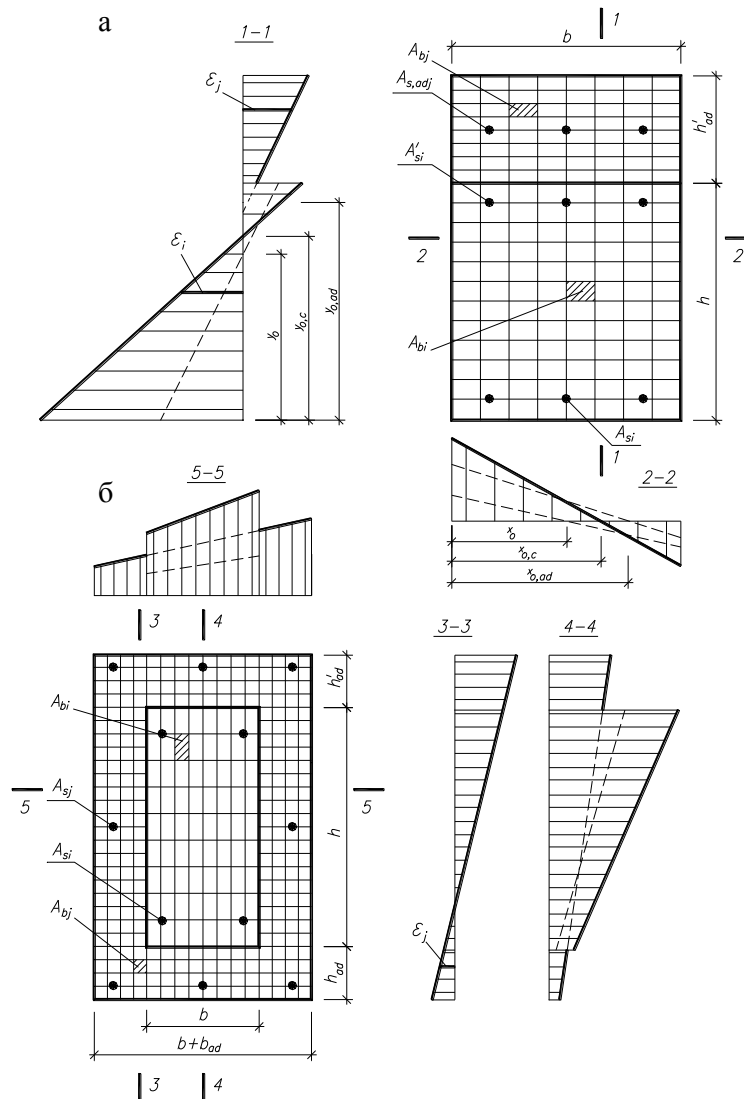


Рисунок 5.16 – Расчетная схема железобетонного элемента с усиленной сжатой зоной:
 а – косоизгибаемого, усиленного наращиванием;
 б – косожатого, усиленного обоймой

- для кососжатых элементов:
 - в основном сечении:

$$\varepsilon_i = \left(\frac{1}{r_c} \right)_y (y_{o,c} - y_i) + \left(\frac{1}{r_c} \right)_x (x_{o,c} - x_i) + \varepsilon_{N,1} + \frac{(N + \Delta N) - \varepsilon_{N,1} \sum_{i=1}^n E_i A_i}{\sum_{i=1}^n E_i A_i + \sum_{j=1}^m E_j A_j}; \quad (5.70)$$

- в дополнительном сечении:

$$\varepsilon_j = \left(\frac{1}{r_{ad}} \right)_y (y_{o,ad} - y_j) + \left(\frac{1}{r_{ad}} \right)_x (x_{o,ad} - x_j) + \frac{(N + \Delta N) - \varepsilon_{N,1} \sum_{i=1}^n E_i A_i}{\sum_{i=1}^n E_i A_i + \sum_{j=1}^m E_j A_j}.$$

96

П 1-98 к СНиП 2.03.01-84*

Значения $\left(\frac{1}{r_c} \right)_y, \left(\frac{1}{r_c} \right)_x, \left(\frac{1}{r_{ad}} \right)_y, \left(\frac{1}{r_{ad}} \right)_x, y_{o,c}, x_{o,c}, y_{o,ad}, x_{o,ad}$ определяются из совместного решения уравнений:

- для косоизгибаемых элементов:

$$\left\{ \begin{aligned} & \left(\frac{1}{r_{ad}} \right)_y \left[\sum_{i=1}^n E_i A_i (y_{o,ad} - y_i)^2 + \sum_{j=1}^m E_j A_j (y_{o,ad} - y_j)^2 \right] + \left(\frac{1}{r} \right)_y \left[\sum_{i=1}^n E_i A_i (y_o - y_i) (y_{o,ad} - y_i) \right] - (M_y + \Delta M_y) = 0 \\ & \left(\frac{1}{r_{ad}} \right)_x \left[\sum_{i=1}^n E_i A_i (x_{o,ad} - x_i)^2 + \sum_{j=1}^m E_j A_j (x_{o,ad} - x_j)^2 \right] + \left(\frac{1}{r} \right)_x \left[\sum_{i=1}^n E_i A_i (x_o - x_i) (x_{o,ad} - x_i) \right] - (M_x + \Delta M_x) = 0 \\ & \left(\frac{1}{r_{ad}} \right)_y \left[\sum_{i=1}^n E_i A_i (y_{o,ad} - y_i) + \sum_{j=1}^m E_j A_j (y_{o,ad} - y_j) \right] + \left(\frac{1}{r_{ad}} \right)_x \left[\sum_{i=1}^n E_i A_i (x_{o,ad} - x_i) + \sum_{j=1}^m E_j A_j (x_{o,ad} - x_j) \right] + \\ & + \left(\frac{1}{r} \right)_y \left[\sum_{i=1}^n E_i A_i (y_o - y_i) \right] + \left(\frac{1}{r} \right)_x \left[\sum_{i=1}^n E_i A_i (x_o - x_i) \right] = 0 \\ & \left(\frac{1}{r_c} \right)_y y_{o,c} - \left(\frac{1}{r_{ad}} \right)_y y_{o,ad} = \left(\frac{1}{r} \right)_y y_o; \left(\frac{1}{r_c} \right)_x x_{o,c} - \left(\frac{1}{r_{ad}} \right)_x x_{o,ad} = \left(\frac{1}{r} \right)_x x_o \\ & \left(\frac{1}{r_c} \right)_y - \left(\frac{1}{r_{ad}} \right)_y = \left(\frac{1}{r} \right)_y; \left(\frac{1}{r_c} \right)_x - \left(\frac{1}{r_{ad}} \right)_x = \left(\frac{1}{r} \right)_x \end{aligned} \right. ; \quad (5.71)$$

- для кососжатых элементов:

$$\begin{aligned}
& \left(\frac{1}{r_{ad}} \right)_y \left[\sum_{i=1}^n E_i A_i (y_{o,ad} - y_i)^2 + \sum_{j=1}^m E_j A_j (y_{o,ad} - y_j)^2 \right] + \left(\frac{1}{r} \right)_y \left[\sum_{i=1}^n E_i A_i (y_o - y_i) (y_{o,ad} - y_i) \right] + \\
& + \varepsilon_{N,1} \sum_{i=1}^n E_i A_i (y_{o,ad} - y_i) - (N + \Delta N) (y_{o,ad} - e_{Ny}) = 0 \\
& \left(\frac{1}{r_{ad}} \right)_x \left[\sum_{i=1}^n E_i A_i (x_{o,ad} - x_i)^2 + \sum_{j=1}^m E_j A_j (x_{o,ad} - x_j)^2 \right] + \left(\frac{1}{r} \right)_x \left[\sum_{i=1}^n E_i A_i (x_o - x_i) (x_{o,ad} - x_i) \right] + \\
& + \varepsilon_{N,1} \sum_{i=1}^n E_i A_i (x_{o,ad} - x_i) - (N + \Delta N) (x_{o,ad} - e_{Nx}) = 0 \\
& \left(\frac{1}{r_{ad}} \right)_y \left[\sum_{i=1}^n E_i A_i (y_{o,ad} - y_i) + \sum_{j=1}^m E_j A_j (y_{o,ad} - y_j) \right] + \left(\frac{1}{r_{ad}} \right)_x \left[\sum_{i=1}^n E_i A_i (x_{o,ad} - x_i) + \sum_{j=1}^m E_j A_j (x_{o,ad} - x_j) \right] + \\
& + \left(\frac{1}{r} \right)_y \left[\sum_{i=1}^n E_i A_i (y_o - y_i) \right] + \left(\frac{1}{r} \right)_x \left[\sum_{i=1}^n E_i A_i (x_o - x_i) \right] = 0 \\
& \left(\frac{1}{r_c} \right)_y y_{o,c} - \left(\frac{1}{r_{ad}} \right)_y y_{o,ad} = \left(\frac{1}{r} \right)_y y_o; \left(\frac{1}{r_c} \right)_x x_{o,c} - \left(\frac{1}{r_{ad}} \right)_x x_{o,ad} = \left(\frac{1}{r} \right)_x x_o \\
& \left(\frac{1}{r_c} \right)_y - \left(\frac{1}{r_{ad}} \right)_y = \left(\frac{1}{r} \right)_y; \left(\frac{1}{r_c} \right)_x - \left(\frac{1}{r_{ad}} \right)_x = \left(\frac{1}{r} \right)_x
\end{aligned} \tag{5.72}$$

где $\left(\frac{1}{r} \right)_y, \left(\frac{1}{r} \right)_x$ - кривизны основного (усиливаемого) элемента от действующей при усилении нагрузки соответственно в плоскости оси y и x ,

97

П 1-98 к СНиП 2.03.01-84*

$\left(\frac{1}{r_{ad}} \right)_y, \left(\frac{1}{r_{ad}} \right)_x$ - кривизны дополнительного (усиливающего) элемента от нагрузки после усиления соответственно в плоскости оси y и x ,

$\left(\frac{1}{r_c} \right)_y, \left(\frac{1}{r_c} \right)_x$ - кривизна основного элемента от действующей после усиления нагрузки соответственно в плоскости оси y и x ,

y_o, x_o - расстояния от выбранных осей до центра изгиба сечения усиленного элемента при усилении соответственно в плоскости оси y и x ,

$y_{o,ad}, x_{o,ad}$ - расстояния от выбранных осей до центра изгиба сечения дополнительного элемента после усиления соответственно в плоскости оси y и x ,

$y_{o,c}, x_{o,c}$ - расстояния от выбранных осей до центра изгиба сечения основного элемента после усиления соответственно в плоскости оси y и x ,

M_y, M_x и N - составляющие изгибающего момента соответственно в плоскости оси y и x , и продольная сила от действующей при усилении нагрузки,

$\Delta M_x, \Delta M_y$ и ΔN - составляющие приращения изгибающего момента соответственно в плоскости оси y и x , и продольной силы от дополнительной нагрузки, приложенной после усиления,

i, j - количество элементарных площадок соответственно в основном и дополнительном сечении усиленного железобетонного элемента,

$(N, \Delta N$ - сжимающая сила принимается со знаком "минус").

Из первых трех уравнений систем (5.71) и (5.72) методом итераций определяются неизвестные $(1/r_{ad})_y, (1/r_{ad})_x, y_{o,ad}, x_{o,ad}$. Из последних четырех уравнений вычисляются $(1/r_c)_y, (1/r_c)_x, y_{o,c}, x_{o,c}$. По формулам (5.69) и (5.70) определяются относительные деформации элементарных площадок основного и дополнительного сечения. Несущая способность усиленного элемента устанавливается методом последовательного нагружения. Максимальное значение внутренних усилий от внешней нагрузки, при котором выполняются условия (5.71) и (5.72), соответствует несущей способности усиленного железобетонного элемента.

Примеры расчета

Пример 18. Дано: железобетонная колонна сечением 400x500 мм длиной пространственного каркаса здания, усилена железобетонной обоймой толщиной $h_{ad}^* = 100$ мм (рисунок 5.17). Бетон колонны условного класса В'15, $R_b = 8.5$ МПа. Бетон усиления класса В20, $R_{b,ad} = 11.5$ МПа. Арматура усиливаемой колонны класса А-II с

$$R_s = \frac{295}{1.15} = 257 \text{ МПа}. \text{ Арматура усиления А-III с } R_{s,ad} = R_{sc,ad} = 365 \text{ МПа}. \text{ Колонна}$$

при усилении находилась под нагрузкой, не превышающей 65% от расчетной. После усиления на колонну будет действовать продольная сила $N = 2200$ кН и изгибающие моменты $M_x = 250$ кНм, $M_y = 125$ кНм.

Требуется проверить прочность усиливаемой колонны.

Расчет. После усиления размеры поперечного сечения колонны равны $b = 500$ мм, $h = 700$ мм. Так как, $\frac{l_0}{h} = 8.6 < 10$, расчет производим без учета прогиба колонны по двум осям. Обозначим все стержни номерами. Через центр тяжести наиболее растянутого стержня проводим оси x и y (рисунок 5.17). Угол Θ между осью y и прямой, ограничивающей сжатую зону, принимаем из упругого расчета:

$$\operatorname{tg} \Theta = \frac{M_y h^2}{M_x b^2}, \quad \operatorname{tg} \Theta = 0.7.$$

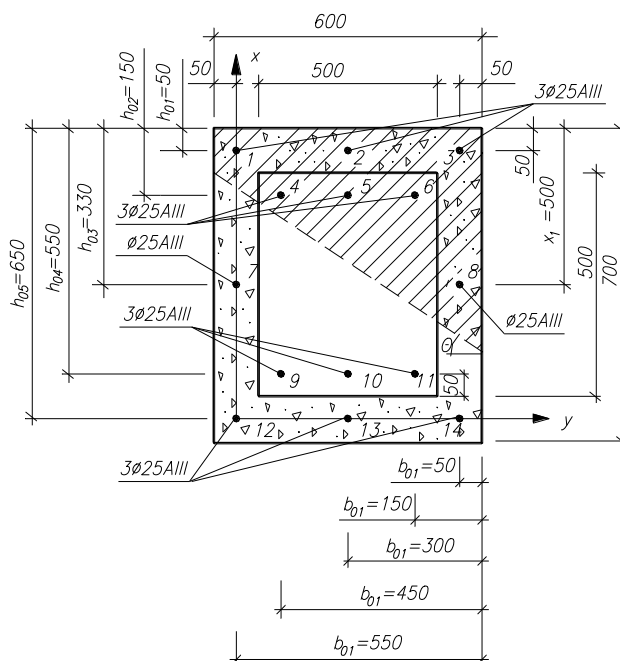


Рисунок 5.17 – К примеру расчета 18

Напряжения в арматуре определяем по формулам (5.4) и (5.5) с учетом фактической прочности бетона и арматуры. При этом характеристики сжатой зоны бетона колонны и обоймы равны:

$$\omega = 0.85 - 0.008 \cdot 8.5 = 0.782, \quad \omega_{ad} = 0.85 - 0.008 \cdot 11.5 = 0.758.$$

Задаемся в первом приближении размером сжатой зоны по наиболее сжатой стороне сечения $x_1 = 600 \text{ мм}$ и определяем для каждого стержня ξ_i и ξ_{adj} .

$$\text{В основном сечении: } \xi_i = \frac{x}{b_{0i} \text{tg}\Theta + h_{0i}}, \quad \sigma_{si} = \frac{400}{\left(1 - \frac{\omega}{1.1}\right)} \left(\frac{\omega}{\xi_i} - 1\right).$$

i	$b_{0i}, \text{ мм}$	$h_{0i}, \text{ мм}$	$A_{si}, \text{ мм}^2$	ξ_i	$\sigma_{si}, \text{ МПа}$	$\sigma_{si} A_{si}, \text{ кН}$
1	450	150	491	1,290	-257	-125,9
2	300	150	491	1,667	257	-125,9
3	150	150	491	2,353	-257	-125,9
4	450	550	491	0,697	176	86,5
5	300	550	491	0,789	-13	-6,4
6	130	550	491	0,916	-202	-99,4

$$\text{В дополнительном сечении: } \xi_{adj} = \frac{x_1}{b_{0,adj} \text{tg}\Theta + h_{0,adj}}, \quad \sigma_{s,adj} = \frac{400}{\left(1 - \frac{\omega_{ad}}{1.1}\right)} \left(\frac{\omega_{ad}}{\xi_{adj}} - 1\right),$$

99

П 1-98 к СНиП 2.03.01-84*

j	$b_{0,adj}, \text{ мм}$	$h_{0,adj}, \text{ мм}$	$A_{s,adj}, \text{ мм}^2$	ξ_{adj}	$\sigma_{s,adj}, \text{ МПа}$	$\sigma_{s,adj} A_{s,adj}, \text{ кН}$
1	550	50	491	1,379	-365	-179,2
2	300	50	491	2,308	-365	-179,2
3	50	50	491	7,059	-365	-179,2
4	550	350	491	0,816	-92	-45,1
5	50	350	491	1,558	-365	-179,2
6	550	650	491	0,580	365	179,2
7	300	650	491	0,698	111	54,6
8	50	650	491	0,876	-173	-85,1

и определяем схему усилий во всех стержнях:

$$\sum_{i=1}^n A_{si} \sigma_{si} + \sum_{j=1}^m A_{s,adj} \sigma_{s,adj} = -1000 \text{ кН}.$$

Так как $\frac{x_1}{\text{tg}\Theta} = 857 \text{ мм} > 600 \text{ мм}$ - форма сжатой зоны трапециевидная и площадь ее определяем с учетом различных классов бетона.

$$A_{b,red} = \frac{600 + (857 - 600) \text{tg}\Theta}{2} \cdot 600 = 2.39 \cdot 10^5 \text{ мм}^2,$$

$$A_b = \frac{(500 - 100 \cdot \text{tg}\Theta) + (857 - 500) \text{tg}\Theta - 100}{2} \cdot 400 = 1.195 \cdot 10^5 \text{ мм}^2,$$

$$A_{b,ad} = A_{b,red} - A_b = 1.197 \cdot 10^5 \text{ мм}^2.$$

Проверяем условие:

$R_b A_b + R_{b,ad} A_{b,ad} - \left(\sum_{i=1}^n A_{si} \sigma_{si} + \sum_{j=1}^m A_{s,adj} \sigma_{s,adj} \right) = 3.4 \cdot 10^3 \text{ кН} > N = 2.2 \cdot 10^3 \text{ кН}$ т.е. площадь сжатой зоны завышена.

Уменьшаем x_1 , $x_1 = 500 \text{ мм}$ и аналогично определяем $\left(\sum_{i=1}^n A_{si} \sigma_{si} + \sum_{j=1}^m A_{s,adj} \sigma_{s,adj} \right)$.

i	ξ_i	$\sigma_{si}, \text{ МПа}$	$\sigma_{si} A_{si}, \text{ кН}$
1	1,075	-257	-125,9
2	1,389	257	-125,9
3	1,961	-257	-125,9
4	0,578	257	125,9
5	0,658	257	125,9
6	0,763	34	16,6

j	ξ_{adj}	$\sigma_{s,adj}, \text{ МПа}$	$\sigma_{s,adj} A_{s,adj}, \text{ кН}$
1	1,149	-365	-179,2
2	1,923	-365	-179,2
3	5,882	-365	-179,2
4	0,680	147	72,2
5	1,299	-365	-179,2
6	0,483	365	179,2
7	0,581	365	179,2
8	0,730	49	24,3

$$\left(\sum_{i=1}^n A_{si} \sigma_{si} + \sum_{j=1}^m A_{s,adj} \sigma_{s,adj} \right) = -371 \text{ кН}.$$

Так как $\frac{x_1}{tg\Theta} = 714 \text{ мм} > 600 \text{ мм}$ форма сжатой зоны трапециевидная.

100

П 1-98 к СНиП 2.03.01-84*

$$A_{b,red} = \frac{500 + (714 - 600)tg\Theta}{2} \cdot 600 = 1.739 \cdot 10^5 \text{ мм}^2,$$

$$A_b = \frac{(400 - 100 \cdot tg\Theta) + (714 - 500)tg\Theta - 100}{2} \cdot 400 = 7,596 \cdot 10^4 \text{ мм}^2.$$

Так как $((714 - 500)tg\Theta - 100) = 50 \text{ мм}$, $A_{b,ad} = A_{b,red} - A_b = 9.945 \cdot 10^4 \text{ мм}^2$.

Проверяем условие:

$$R_b A_b + R_{b,ad} A_{b,ad} - \left(\sum_{i=1}^n A_{si} \sigma_{si} + \sum_{j=1}^m A_{s,adj} \sigma_{s,adj} \right) = 2.19 \cdot 10^3 \text{ кН} \approx N = 2.2 \cdot 10^3 \text{ кН}$$

- условие соблюдается.

Определяем моменты внутренних сил относительно осей x и y. Для этого вычисляем статические моменты площади сечения сжатой зоны относительно этих осей отдельно для бетона колонны и бетона облоймы.

$$S_{by} = \left(150 \cdot 400 \cdot 250 + \frac{180 \cdot 400}{2} \cdot 317 \right) = 2.641 \cdot 10^7 \text{ мм}^3,$$

$$S_{bx} = \left(150 \cdot 400 \cdot 475 + \frac{180 \cdot 400}{2} \cdot 440 \right) = 4.434 \cdot 10^7 \text{ мм}^3,$$

$$S_{b,ad,y} = (80 \cdot 100 \cdot 50 + \frac{170 \cdot 100}{2} \cdot 17 + 400 \cdot 100 \cdot 250 + 100 \cdot 100 \cdot 500 + \\ + 300 \cdot 100 \cdot 500 + \frac{170 \cdot 100}{2} \cdot 517) = 3.494 \cdot 10^7 \text{ мм}^3$$

$$S_{b,ad,x} = (80 \cdot 100 \cdot 610 + \frac{170 \cdot 100}{2} \cdot 513 + 400 \cdot 100 \cdot 600 + 330 \cdot 100 \cdot 385 + \\ + \frac{170 \cdot 100}{2} \cdot 163) = 5.333 \cdot 10^7 \text{ мм}^3$$

Тогда $R_b S_{by} + R_{b,ad} S_{b,ad,y} - \sum_{i=1}^n A_{si} \sigma_{si} (b_{0s} - b_{0i}) - \sum_{j=1}^m A_{s,adj} \sigma_{s,adj} (b_{0s} - b_{0,adj}) = 837 \text{ кНм}$, $M_{y,u} = 837 \text{ кНм}$,

$R_b S_{bx} + R_{b,ad} S_{b,ad,x} - \sum_{i=1}^n A_{si} \sigma_{si} (h_{0s} - h_{0i}) - \sum_{j=1}^m A_{s,adj} \sigma_{s,adj} (h_{0s} - h_{0,adj}) = 1507 \text{ кНм}$, $M_{x,u} = 1507 \text{ кНм}$.

Моменты внешних сил относительно осей x и y равны:

$$M_{x1} = M_x + N \left(\frac{h}{2} - 50 \text{ мм} \right) = 910 \text{ кНм}, \quad M_{y1} = M_y + N \left(\frac{b}{2} - 50 \text{ мм} \right) = 675 \text{ кНм}.$$

Так как $M_{x1} = 910 \text{ кНм} < M_{x,u} = 1507 \text{ кНм}$, $M_{y1} = 675 \text{ кНм} < M_{y,u} = 837 \text{ кНм}$, то прочность сечения колонны, усиленной железобетонной обоймой обеспечена.

Пример 19. Дано: неразрезной двухпролетный ригель, на который в результате реконструкции будут действовать изгибающие моменты от длительной равномерно распределенной нагрузки: на опоре $M_{sup} = 120 \text{ кНм}$, в пролетах $M_{sp} = 198 \text{ кНм}$ (см. пример расчета 8). Ригель имеет следующие проектные данные: $b = 200 \text{ мм}$, $h = 500 \text{ мм}$, $a = 100 \text{ мм}$, $a' = 100 \text{ мм}$, $l = 6 \text{ м}$, $h_0 = 400 \text{ мм}$. Бетон класса В20, $R_b = 11.5 \text{ МПа}$, $R_{bt} = 0.9 \text{ МПа}$, $\gamma_{b2} = 0.9$. Арматура класса А-III $R_s = 365 \text{ МПа}$, $R_{sc} = 365 \text{ МПа}$ (в верхней зоне: над опорой $2\emptyset 25$, в пролете

101

П 1-98 к СНиП 2.03.01-84*

$2\emptyset 16$; в нижней зоне $4\emptyset 25$), $A_s = 1963 \text{ мм}^2$, $A'_s = 402 \text{ мм}^2$. Требуется произвести расчет усиления неразрезного ригеля наращиванием сжатой зоны из бетона класса В25 $R_{b,ad} = 14.5 \text{ МПа}$. На момент устройства наращивания нагрузка на ригель не превышает 65% от расчетной (рисунок 5.18).

Расчет. Задаемся толщиной наращивания для учета нагрузки от собственного веса:

$$h'_{ad} = 100 \text{ мм}, \text{ тогда } M_{sp} = 201 \frac{\text{кН}}{\text{м}} + 25 \cdot 0.1 \cdot 0.2 \cdot 1.3 \cdot \frac{6^2}{8} = 215 \frac{\text{кН}}{\text{м}}.$$

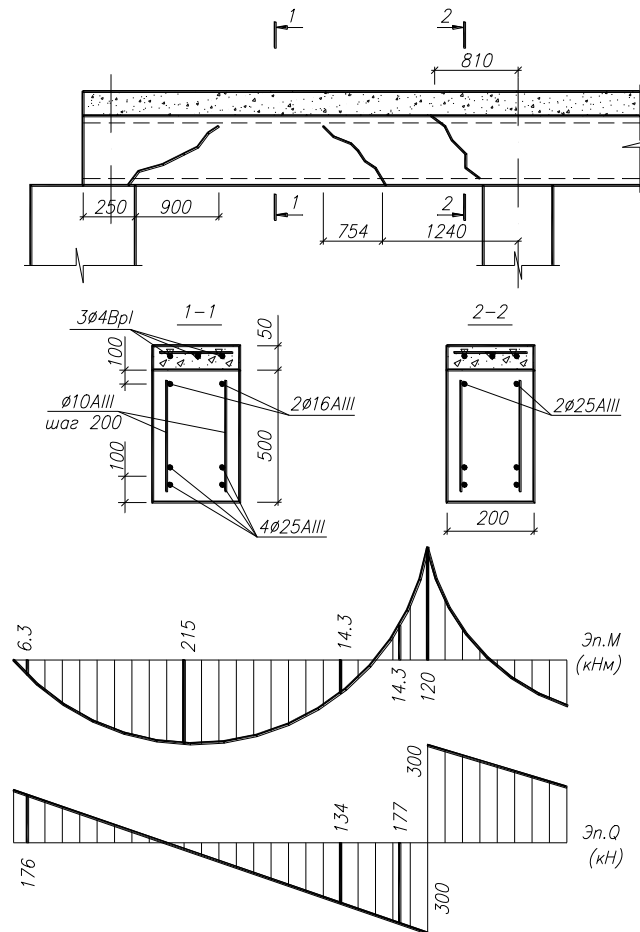


Рисунок 5.18 – К примеру расчета 19

По формуле (5.23) определяем требуемую толщину наращивания $\mu_{\min} = 0.0005$.

Коэффициент армирования наращивания принимаем $\mu = \mu_{\min}$. Коэффициенты A , B и C вычисляем для случая $\xi \leq \xi_R$ по формулам (5.27)-(5.29), так как даже при $h'_{ad} = 35$ мм, $x = 275$ мм (см. пример 8):

$$\xi = \frac{x}{h_0 + h'_{ad}} = 0.63, \quad \xi_R = 0.628, \quad R_b = \gamma_{b2} R_{b0} = 10.35 \text{ МПа}, \quad R_{b,ad} = \gamma_{b2} R_{b,ad0} = 13.5 \text{ МПа},$$

$$A = 0.5b^2 \left(R_b (R_b - R_{b,ad}) - (R_{b,ad} - R_b + R_{sc,ad} \mu)^2 \right) = -7.251 \cdot 10^5 \frac{H^2}{\text{мм}^2},$$

$$B = (R_s A_s - R_{sc} A'_s) (R_{b,ad} + R_{sc,ad} \mu) b - R_b b^2 R_{sc,ad} \mu a'_{ad} = 1.506 \cdot 10^9 \frac{H^2}{\text{мм}^2},$$

102

П 1-98 к СНиП 2.03.01-84*

$$C = R_b b (R_s A_s h_0 - R_{sc} A'_s a') - 0.5 (R_s A_s - R_{sc} A'_s)^2 = -4.448 \cdot 10^{10} H^2,$$

$$h'_{ad} = \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A} = 43 \text{ мм}.$$

Принимаем $h'_{ad} = 50$ мм. Дополнительную сжатую арматуру принимаем в виде противоусадочной сетки из проволоки Вр-I диаметром 3 мм с ячейкой 80x80 мм:

$$A'_{s,ad} = 21 \text{ мм}^2 > 0.0005 \cdot 50 \cdot 200 = 5 \text{ мм}^2.$$

Проверяем условие (5.18): $R_s A_s = 716 \text{ кН} > R_{b,ad} b h'_{ad} + R_{sc,ad} A'_{s,ad} = 138 \text{ кН}$.

Следовательно, случай расчета выбран верно.

Для обеспечения совместной работы бетона наращивания с бетоном усиливаемой конструкции предусматриваем выполнение на верхней грани конструкции поперечных пазов прямоугольного сечения шириной 150 мм глубиной 50 мм с шагом 300 мм.

$$b_n = 200 \text{ мм}, \quad h_n = 50 \text{ мм}, \quad l_n = 150 \text{ мм}, \quad s_n = 300 \text{ мм}.$$

По формуле (4.29) определяем поперечную силу образования наклонных трещин.

$$\text{Приближенно: } S_{red} = 200 \cdot 550 \cdot 275 = 3.025 \cdot 10^7 \text{ мм}^3, \quad I_{red} = \frac{200 \cdot 550^3}{12} = 2.773 \cdot 10^9 \text{ мм}^4,$$

$$\alpha B = 0.01 \cdot 20 = 0.2 < 0.3, \quad \chi = 0.2 + 0.3 = 0.5,$$

$$Q_{crc} = \frac{R_{bt} I_{red} b}{S_{red}} \sqrt{\frac{R_b R_{bt}}{R_{bt} + R_b \chi}} \sqrt{\frac{R_b}{R_{bt}}} = \frac{0.9 \cdot 0.9 \cdot 2.773 \cdot 10^9 \cdot 200}{3.025 \cdot 10^7} \sqrt{\frac{10.35 \cdot 0.9 \cdot 0.9}{0.9 \cdot 0.9 + 10.35 \cdot 0.5}} \sqrt{\frac{10.35}{0.9 \cdot 0.9}} = 63 \text{ кН}.$$

Так как поперечная сила от внешней нагрузки у свободной опоры $Q = 180 \text{ кН} > 63 \text{ кН}$ и у неразрезной опоры $Q = 300 \text{ кН} > 63 \text{ кН}$, то наклонные трещины образуются и начало расчетного наклонного сечения находится у грани опоры.

Сдвигающее усилие в шве от внешней нагрузки со стороны свободной опоры определяем по формуле (5.55) при усилиях по грани опоры:

$$M_0 = 6.3 \text{ кНм}, \quad Q_0 = 176 \text{ кН}.$$

Длина проекции расчетного наклонного сечения определяем по формуле (4.26):

$$R_{sw} = 225 \text{ МПа}, \quad A_{sw} = 157 \text{ мм}^2, \quad s = 300 \text{ мм}, \quad q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{s} = 118 \frac{\text{Н}}{\text{мм}}, \quad q = 60 \frac{\text{Н}}{\text{мм}},$$

$$c_1 = \frac{Q_0}{q_{sw} + q} = 990 \text{ мм}, \quad z_{s,ad} = h_0 + \frac{h'_{ad}}{2} = 425 \text{ мм}, \quad x = \frac{R_s A_s}{R_{b,ad} b} = 275 \text{ мм}, \quad R_{bn,ad} = 18.5 \text{ МПа},$$

$$T = \frac{M_0 + Q_0 c_1 - 0.5 q c_1^2 - 0.5 q_{sw} c_1^2}{z_{s,ad}} = 220 \text{ кН} > \bar{T}_1 = R_{bn,ad} b h'_{ad} = 185 \text{ кН}.$$

Принимаем $T = 185 \text{ кН}$.

Расстояние от внутренней грани опоры до торца конструкции равно $l_{sup} = 250 \text{ мм}$.

Расчетная длина контактного шва равна $l_{sh} = l_{sup} + c_1 = 1240 \text{ мм}$.

Определяем предельное сдвигающее усилие, воспринимаемое контактным швом у свободной опоры по формуле (5.61).

$$\text{Для бетона ригеля: } R_{bt} = \gamma_{b2} R_b = 0.85 \text{ МПа}, \quad b_{sh} = b, \quad n = \frac{l_{sh}}{s_n} = 4.1,$$

103

П 1-98 к СНиП 2.03.01-84*

$$R_{sh,n} = \frac{2 R_{bt} b_n l_n n}{b_{sh} l_{sh}} = 0.81 \text{ МПа}, \quad R_{sh,n} = \frac{R_b b_n h_n n}{b_{sh} l_{sh}} = 1.73 \text{ МПа}.$$

Для бетона наращивания:

$$R_{bt,ad} = 1.05 \text{ МПа}, \quad R_{bt,ad} = \gamma_{b2} R_{bt,ad} = 0.945 \text{ МПа}, \quad b_{n,ad} = 200 \text{ мм}, \quad h_{n,ad} = 50 \text{ мм}, \quad s_{n,ad} = 300 \text{ мм},$$

$$R_{sh,n} = \frac{2 R_{bt,ad} b_{n,ad} l_{n,ad} n}{b_{sh} l_{sh}} = 0.945 \text{ МПа}, \quad R_{sh,n} = \frac{R_{b,ad} b_{n,ad} h_{n,ad} n}{b_{sh} l_{sh}} = 2.18 \text{ МПа}.$$

Принимаем $R_{sh,n} = 0.81 \text{ МПа}$ тогда: $T_u = R_{sh,n} b_{sh} l_{sh} = 201 \text{ кН}$.

Поскольку $T = 185 \text{ кН} < T_u = 201 \text{ кН}$, прочность контактного шва у свободной опоры обеспечена.

Момент образования трещин определяем для поперечного сечения усиленной конструкции:

$$y_0 = 275 \text{ мм}, W_{red} = \frac{I_{red}}{y_0}, W_{pl} = 1.75W_{red}, M_{crc} = 14.3 \text{ кНм}, M_0 = M_{crc}.$$

Расстояние от оси неразрезной опоры до места образования ближайших от нулевой точки эпюры моментов трещин в верхней зоне составляет $l_1=810$ мм, в нижней зоне $l_2=1240$ мм.

Длина проекции расчетного наклонного сечения с началом в верхней растянутой зоне равна:

$$Q_{0,2} = 177 \text{ кН}, M_{0,2} = 14.3 \text{ кНм}, c_2 = \frac{Q_{0,2}}{q_{sw} + q} = 996 \text{ мм}, c_2 = l_1 - \frac{300}{2} = 660 \text{ мм}.$$

Принимаем $c_2=660$ мм с концом у грани колонны.

Длина проекции расчетного наклонного сечения с началом в нижней зоне:

$$Q_{0,1} = 134 \text{ кН}, M_{0,1} = 14.3 \text{ кНм}, c_1 = \frac{Q_{0,1}}{q_{sw} + q} = 754 \text{ мм}.$$

Расчетная длина контактного шва равна: $l_{sh} = l_2 + c_1 - l_1 = 1184$ мм.

Сдвигающее усилие в шве от внешней нагрузки со стороны неразрезной опоры определяется по формуле (5.57). Поскольку в элементе наращивания дополнительная надопорная арматура отсутствует, принимаем:

$$R_{bn,ad} = 1.6 \text{ МПа}, A_s = 982 \text{ мм}^2, x = \frac{R_s A_s}{R_b b} = 173 \text{ мм}, z_{s,ad1} = 500 - \frac{x}{2} = 413 \text{ мм},$$

$$T_1 = \frac{M_{0,1} + Q_{0,1}c_2 - 0.5qc_2^2 - 0.5q_{sw}c_2^2}{z_{s,ad}} = 217 \text{ кН} > \bar{T}_2 = R_{bn,ad}bh'_{ad} = 16 \text{ кН}.$$

Принимаем $T_1 = 156.8$ кН, $T_2 = 16$ кН, $T = T_1 + T_2 = 172.8$ кН.

Предельное сдвигающее усилие, воспринимаемое контактным швом у неразрезной опоры, равно $n = \frac{l_{sh}}{s_n} = 3.9$,

$$R_{sh,n} = \frac{2R_{bt}b_n l_n n}{b_{sh} l_{sh}} = 0.81 \text{ МПа}, T_u = R_{sh,n} b_{sh} l_{sh} = 192 \text{ кН}.$$

Поскольку $T = 172.8 \text{ кН} < T_u = 192 \text{ кН}$ прочность контактного шва у неразрезной опоры обеспечена.

Пример 20. Дано: Средняя колонна связевого каркаса сечением 300x300 мм из бетона условного класса В15 $R_b = 8.5 \text{ МПа}$, $\gamma_{b2} = 0.9$ армирована арматурой класса А-П, $R_s = 256 \text{ МПа}$, $A'_s = 1608 \text{ мм}^2$ усилена железобетонной обоймой диаметром

$d=550$ мм из бетона класса В25 $R_{b,ad} = 14.5 \text{ МПа}$ с дополнительной сжатой арматурой класса А-V $R_{s,ad} = 680 \text{ МПа}$, $A_{s,ad} = 1608 \text{ мм}^2$ и спиральной поперечной арматурой из арматуры А-I диаметром 12 мм $R_{s,cir} = 225 \text{ МПа}$, $A_{s,cir} = 131.3 \text{ мм}^2$, с шагом навивки $s=60$ мм и диаметром навивки $d_{ef} = 500$ мм. Продольная сила на колонну от длительной нагрузки после усиления будет составлять $N=4000$ кН. Усиление колонны осуществляется при первоначальном нагружении, не превышающем 65%. Расчетная длина колонны $l_0 = 5$ м, (рисунок 5.19).

Требуется проверить прочность колонны после усиления.

Расчет. Поскольку при усилении в качестве дополнительной сжатой арматуры применена высокопрочная арматура класса А-V, определяем приведенное расчетное сопротивление арматуры сжатию по формуле (5.49), $R_{sc,ad} = 500 \text{ МПа}$,

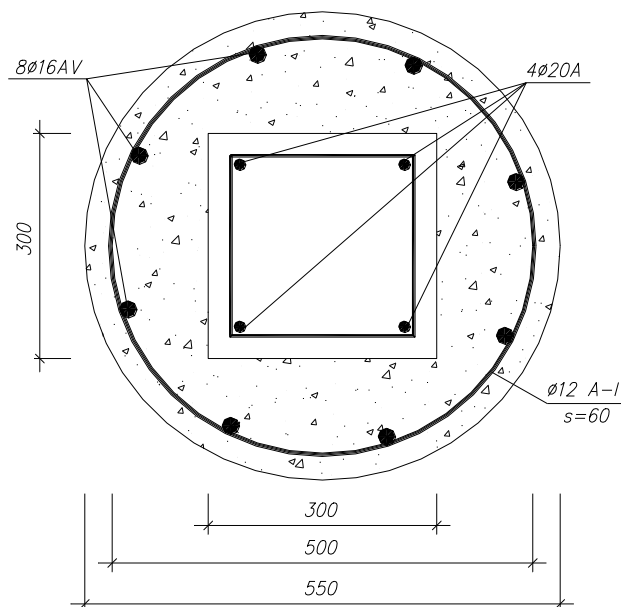


Рисунок 5.19 – К примеру расчета 20

$$\lambda_1 = \left(\left(\frac{R_{s,ad}}{R_{sc,ad}} \right)^2 - 1 \right) \frac{1000}{R_{s,ad}} = 1.25, \quad \lambda_2 = \left(\frac{R_{s,ad}}{R_{sc,ad}} - 1 \right) \frac{1000}{R_{s,ad}} = 0.53.$$

Коэффициенты ψ и Θ определяем по формулам (5.50) и (5.51)

$$R_b = \gamma_{b2} R_b = 7.65 \text{ МПа}, \quad R_{b,ad} = \gamma_{b2} R_{b,ad} = 13.05 \text{ МПа}, \quad \mu_{cir} = \frac{4 A_{s,cir}}{d_{ef} s} = 0.018,$$

$$A_b = 300 \cdot 300 = 9 \cdot 10^4 \text{ мм}^2, \quad A_{b,ad,ef} = \frac{\pi d_{ef}^2}{4} - A_b = 1.063 \cdot 10^5 \text{ мм}^2,$$

$$A_{b,ef} = A_b + A_{b,ad,ef} = 1.963 \cdot 10^5 \text{ мм}^2, \quad \psi = \frac{\mu_{cir} R_{cir}}{\frac{R_b A_b + R_{b,ad} A_{b,ad,ef}}{A_b + A_{b,ad,ef}} + 10} = 0.191,$$

105

П 1-98 к СНиП 2.03.01-84*

$$\Theta = 0.8 + 25 \frac{A_{s,ad}}{A_{b,ef}} \left(1 - \frac{R_b A_b + R_{b,ad} A_{b,ad,ef}}{100(A_b + A_{b,ad,ef})} \right) = 0.983 < 1.$$

Принимаем $\Theta = 1$ тогда $\delta_3 = 1.6\Theta\psi = 0.306$,

$$R_{sc,ad,red} = R_{sc,ad} \frac{1 + d_3 l_1}{1 + d_3 l_2} = 595 \text{ МПа} < R_{s,ad} = 680 \text{ МПа}.$$

Определяем $R_{b,red}$ по формуле (5.53):

$$e_a = \frac{1}{600} l_0 = 8.33 \text{ мм}, \quad e_a = \frac{1}{30} d = 18.3 \text{ мм}, \quad e_a = 10 \text{ мм}.$$

Принимаем $e_a = 18.3 \text{ мм}$:

$$R_{b,red} = \frac{R_b A_b + R_{b,ad} A_{b,ad,ef}}{A_b + A_{b,ad,ef}} + 2\mu_{cir} R_{s,cir} \left(1 - \frac{7.5e_a}{d_{ef}} \right) = 16.3 \text{ МПа} .$$

Выполняем проверку прочности сечения усиленной колонны из условия (5.47), как сжатого элемента при случайных эксцентриситетах. Для этого по таблице Д.1, приложения Д при $\frac{l_0}{d} = 9$, $\varphi_b = 0.9$, $\varphi_r = 0.89$, $\alpha = \frac{R_{sc} A'_s + R_{sc,ad,red} A_{s,ad}}{R_{b,red} A_{b,ef}} = 0.428$, $\varphi = \varphi_b + 2(\varphi_r - \varphi_b)\alpha = 0.891$,

$$N = 4000 \text{ кН} < \varphi (R_{b,red} A_{b,ef} + R_{sc} A'_s + R_{b,ad,red} A_{b,ad}) = 4071 \text{ кН} .$$

Прочность сечения колонны после усиления при заданной нагрузке обеспечена.

Пример 21. Дано: железобетонная колонна с размерами поперечного сечения $b = 300 \text{ мм}$, $h = 300 \text{ мм}$ армирована 4 стержнями диаметром 25 мм, расчетная длина колонны $l_0 = 4.5 \text{ м}$.

При обследовании установлено, что средняя прочность бетона составляет $\bar{R} = 21.5 \text{ МПа}$, среднеквадратическое отклонение $\sigma_1 = 2.1 \text{ МПа}$ ($n=30$), среднее значение предела текучести арматуры $\sigma_{y1} = 483 \text{ МПа}$ при $\sigma_2 = 15.6 \text{ МПа}$ ($n=9$).

Максимальная продольная сила от кратковременной нагрузки равна $N=6800 \text{ кН}$ приложена с эксцентриситетом, равным случайному. Усиление колонны планируется произвести устройством железобетонной обоймы из бетона класса В25 с дополнительной арматурой класса А-III ($8\varnothing 25$).

Требуется подобрать толщину железобетонной обоймы, если усиление конструкции производится под нагрузкой, не превышающей 65% расчетной величины.

Расчет. Определяем условный класс бетона по прочности на сжатие (3.19). При ($n=30$) по таблице В.2, приложения В, $\beta = 2.04$,

$$\text{тогда } B' = \bar{R} - \beta\sigma_1 = 17 \text{ МПа}, R_b = \left(8.5 + \frac{11.5 - 8.5}{20 - 15} (17 - 15) \right) = 9.1 \text{ МПа},$$

- для бетона обоймы.

По формулам (3.24) при среднем уровне коэффициента вариации:

$$\bar{R}_{b,ad} = \frac{R_{bn,ad}}{0.778} = 23.8 \text{ МПа} \quad \text{при} \quad \sigma_3 = 0.135\bar{R}_{b,ad} = 2 \text{ МПа} .$$

Определяем расчетные характеристики арматуры:

106

П 1-98 к СНиП 2.03.01-84*

- для арматуры колонны:

$$\beta = 2.58, R_{sn} = \sigma_{y1} - \beta\sigma_2 = 443 \text{ МПа}, R_s = \frac{R_{sn}}{1.15} = 385 \text{ МПа};$$

- для дополнительной арматуры: $R_{sn,ad} = 390 \text{ МПа}$, $R_{s,ad} = 365 \text{ МПа}$.

По формулам (3.24) при среднем уровне коэффициента вариации:

$$\sigma_{y,ad} = \frac{R_{sn}}{0.836} = 530 \text{ МПа} \quad \text{при} \quad \sigma_4 = 0.03\sigma_{y,ad} = 15.9 \text{ МПа} .$$

Несущая способность колонны с учетом бетона обоймы и дополнительной арматуры определяется по формуле: $N_u = \varphi (R_b A_b + R_{sc} A'_s + R_{b,ad} A_{b,ad} + R_{sc,ad} A_{s,ad})$.

Выражаем площадь сечения обоймы через ее толщину: $A_{b,ad} = (b + h + h'_{ad}) 2h'_{ad}$.

Считаем случайными величины с нормальным законом распределения вероятностей: $R_s, R_b, R_{s,ad}, R_{b,ad}$ тогда $N_u(R_s, R_b, R_{s,ad}, R_{b,ad})$.

Методом статистической линеаризации линеаризуем функцию N_u в точке m средних значений случайных аргументов.

Определяем среднее значение функции $N_u(R_s, R_b, R_{s,ad}, R_{b,ad})$ согласно выражению (3.22).

Задаемся толщиной обоймы $h'_{ad} = 100 \text{ мм}$.

По таблице Д.1, приложения Д при $\frac{l_0}{b + 2h'_{ad}} = 9$, $\varphi_b = 0.915$, $\varphi_r = \varphi_b$ тогда $\varphi = \varphi_b$,

$$A_b = bh = 9 \cdot 10^4 \text{ мм}^2, \quad A_{b,ad} = (b + h + 2h'_{ad})2h'_{ad} = 1.6 \cdot 10^5 \text{ мм}^2,$$

$$\bar{N}_u = \varphi(\bar{R}A_b + \sigma_{y1}A_s + \bar{R}_{b,ad}A_{b,ad} + \sigma_{y,ad}A_{s,ad}) = 8022 \text{ кН}.$$

Определяем дисперсию функции $N_u(R_s, R_b, R_{s,ad}, R_{b,ad})$ по формуле (3.23)

Для этого вычисляем частные производные функции в точке m

$$\frac{\partial N_u}{\partial R_s} = \varphi A_s = 1.796 \cdot 10^3 \text{ мм}^2, \quad \frac{\partial N_u}{\partial R_b} = \varphi A_b = 8.235 \cdot 10^4 \text{ мм}^2,$$

$$\frac{\partial N_u}{\partial R_{s,ad}} = \varphi A_{s,ad} = 3.593 \cdot 10^3 \text{ мм}^2, \quad \frac{\partial N_u}{\partial R_{b,ad}} = \varphi A_{b,ad} = 1.464 \cdot 10^5 \text{ мм}^2,$$

и дисперсии случайных аргументов:

$$\hat{R}_b = \sigma_1^2 = 4.4 \text{ МПа}, \quad \hat{R}_{b,ad} = \sigma_3^2 = 3.8 \text{ МПа}, \quad \hat{R}_s = \sigma_s^2 = 245.4 \text{ МПа}, \quad \hat{R}_{s,ad} = \sigma_4^2 = 252.4 \text{ МПа},$$

$$\hat{N}_u = \left(\frac{\partial N_u}{\partial R_b}\right)^2 \hat{R}_b + \left(\frac{\partial N_u}{\partial R_s}\right)^2 \hat{R}_s + \left(\frac{\partial N_u}{\partial R_{b,ad}}\right)^2 \hat{R}_{b,ad} + \left(\frac{\partial N_u}{\partial R_{s,ad}}\right)^2 \hat{R}_{s,ad} = 1.161 \cdot 10^5 \text{ кН}^2.$$

Среднеквадратическое отклонение функции $N_u(R_s, R_b, R_{s,ad}, R_{b,ad})$ равно:

$$\sigma_{Nu} = \sqrt{\hat{N}_u} = 340.7 \text{ кН}.$$

Определяем характеристику безопасности по формуле (3.21):

$$\gamma = \frac{\bar{N}_u - N}{\sigma_{Nu}} = 3.5875.$$

Находим интеграл вероятности Лапласа по таблице В.4 приложения В:

$$\Phi = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_0^\gamma e^{\left(-\frac{x^2}{2}\right)} dx = 0.49983.$$

107

П 1-98 к СНиП 2.03.01-84*

Тогда вероятность безотказной работы конструкции по первой группе предельных состояний определяем по формуле (3.20): $P = 0.5 + \Phi$, $P = 0.99983 \geq P_t = 0.9986$.

Изменением значения h'_{ad} проверяем условие 3.44 безотказной работы по первой группе предельных состояний. Результаты расчета приведены ниже.

№ п/п	h'_{ad} , мм	$A_{b,ad}$, мм ²	P
1	150	270000	0,99998
2	80	122000	0,91242
3	100	160000	0,99983

Окончательно принимаем толщину обоймы $h'_{ad} = 100 \text{ мм}$.

Пример 22. Дано: железобетонная балка с размерами сечения: $h = 400$ мм, $h'_f = 200$ мм, $h_f = 100$ мм, $b = 100$ мм, $b'_f = 400$ мм, $b_f = 400$ мм. Бетон класса В20. Арматура в растянутой зоне Ат-IVС ($2\varnothing 16 + 2\varnothing 14$), в сжатой зоне класса А-III ($2\varnothing 12$). Поперечное сечение представлено на рисунке 5.20. Несущая способность балки по нормальному сечению $M_u = 120$ кНм.

Требуется определить несущую способность балки, усиленной в сжатой зоне наращиванием бетоном класса В20 толщиной $h'_{ad} = 100$ мм с установкой дополнительной арматуры класса Ат-VC ($2\varnothing 14$). Усиление балки производилось под нагрузкой при $M=100$ кНм.

Расчет. На 1 этапе распределение относительных деформаций нормального сечения железобетонной балки до усиления. Для этого аналогично примерам 13 и 17 устанавливаем расчетные значения параметров диаграмм состояния бетона и арматуры при сжатии и растяжении. Разбиваем поперечное сечение балки до усиления на элементарные площадки.

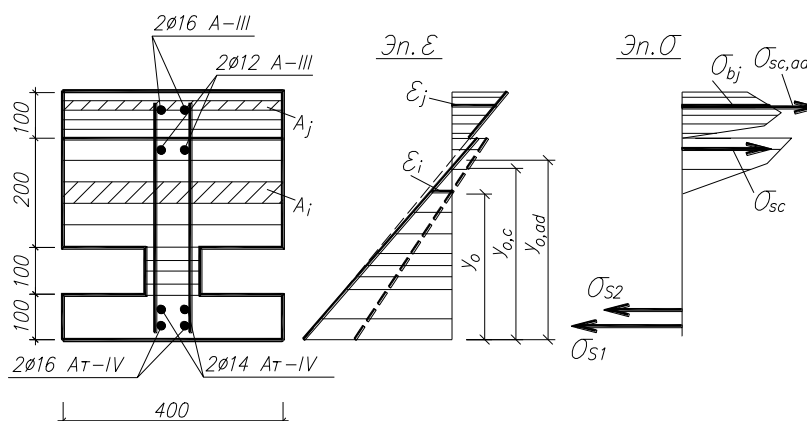


Рисунок 5.20 – К примеру расчета 22

Определяем кривизну, центр изгиба и на основе гипотезы плоских сечений деформации элементарных слоев сечения и секущие модули деформаций при $M=100$ кНм:

$$\frac{1}{r} = \frac{M}{\sum_{i=0}^n E_i A_i (y_0 - y_i)^2}, \quad \varepsilon_i = \frac{1}{r} (y_0 - y_i), \quad y_0 = 294 \text{ мм}, \quad \frac{1}{r} = 0.0000103 \text{ мм}^{-1}.$$

108

П 1-98 к СНиП 2.03.01-84*

i	A_i , мм	y_i , мм	ε_i	E_i , МПа	σ_i , МПа
0	40000	50,0	0,002516	0	0,0
1	2500	112,5	0,001871	0	0,0
2	2500	137,5	0,001614	0	0,0
3	2500	162,5	0,001356	0	0,0
4	2500	187,5	0,001098	0	0,0
5	16000	220,0	0,000763	0	0,0
6	16000	260,0	0,000351	0	0,0
7	16000	300,0	- 0,000062	19612	-1,2
8	16000	340,0	- 0,000474	14039	-6,6
9	16000	380,0	- 0,000887	10631	-9,4
10	402	30,0	0,002722	164770	448,4
11	308	60,0	0,002413	180531	435,5
12	226	375,0	- 0,000835	200000	-167,1

Уточняем значения y_0 , $1/r$ при найденных E_i :

$$y_0 = \frac{\sum_{i=0}^n A_i y_i E_i}{\sum_{i=0}^n A_i E_i}, \quad y_0 = 294 \text{ мм}, \quad \frac{1}{r_1} = \frac{M}{\sum_{i=0}^n E_i A_i (y_0 - y_i)^2}, \quad \frac{1}{r_1} = 0.00001033 \text{ мм}^{-1}.$$

Точность вычисления составляет:

$$\Delta = \frac{1/r_1 - 1/r}{1/r_1} = 0.00023.$$

На 2 этапе определяем несущую способность усиленной балки методом последовательного нагружения, задаваясь значением момента от дополнительной нагрузки, приложенной после усиления балки. Принимаем $\Delta M = 104 \text{ кНм}$.

Для этого разбиваем дополнительное сечение балки на элементарные площадки и определяем расстояние от нижней грани усиленного элемента до центра тяжести элементарных площадок $n_{ad} = 4$, $p = n_{ad} - 1$,

$$j = 0 \dots p + 1, \quad A_{p+1} = 402 \text{ мм}^2, \quad a_{p+1} = 40 \text{ мм};$$

$$\text{при } j \leq p, \quad y_j = (j + 0.5) \frac{h'_{ad}}{n_{ad}} + h, \quad A_j = b'_j \left(\frac{h'_{ad}}{n_{ad}} \right);$$

$$\text{при } j > p, \quad y_j = h + h'_{ad} - a_j, \quad A_j = A_{p+1}$$

Задаемся значениями $y_{0,c} = 385 \text{ мм}$, $1/r_c = 0.00005409 \text{ мм}^{-1}$, вычисляем для элементарных площадок основного сечения: $\varepsilon_i = 1/r_c (y_{0,c} - y_i)$.

Задаемся значениями $y_{0,ad} = 406 \text{ мм}$, $1/r_{ad} = 0.00004379 \text{ мм}^{-1}$, вычисляем для элементарных площадок дополнительного сечения: $\varepsilon_j = 1/r_{ad} (y_{0,ad} - y_j)$.

Согласно 4.47 составляем систему уравнений для сечения усиленного элемента, из которой находим неизвестные $1/r_{ad}$, $y_{0,ad}$,

$$\begin{cases} \frac{1}{r_{ad}} \left[\sum_{i=1}^n E_i A_i (y_{0,ad} - y_i)^2 + \sum_{j=1}^m E_j A_j (y_{0,ad} - y_j)^2 \right] + \frac{1}{r} \left[\sum_{i=1}^n E_i A_i (y_0 - y_i) (y_{0,ad} - y_i) \right] - (M + \Delta M) = 0 \\ \frac{1}{r_{ad}} \left[\sum_{i=1}^n E_i A_i (y_{0,ad} - y_i) + \sum_{j=1}^m E_j A_j (y_{0,ad} - y_j) \right] + \frac{1}{r} \left[\sum_{i=1}^n E_i A_i (y_0 - y_i) \right] = 0 \end{cases},$$

$$1/r_{ad1} = 0.0000438 \text{ мм}^{-1}, \quad y_{0,ad} = 406 \text{ мм}.$$

109

П 1-98 к СНиП 2.03.01-84*

Из следующей системы уравнений вычисляем неизвестные $1/r_c$, $y_{0,c}$

$$\begin{cases} \frac{1}{r_c} y_{0,c} - \frac{1}{r_{ad}} y_{0,ad} = \frac{1}{r} y_0 \\ \frac{1}{r_c} - \frac{1}{r_{ad}} = \frac{1}{r} \end{cases}, \quad 1/r_{c1} = 0.00005406 \text{ мм}^{-1}, \quad y_{0,c} = 385 \text{ мм}.$$

Уточняем последовательными приближениями значения ε_i , ε_j при найденных значениях $1/r_{c1}$, $1/r_{ad1}$, $y_{0,c}$, $y_{0,ad}$.

Точность вычислений составляет:

$$\Delta_1 = \frac{1/r_c - 1/r_{c1}}{1/r_{c1}} = 0.0006, \quad \Delta_2 = \frac{1/r_{ad} - 1/r_{ad1}}{1/r_{ad1}} = 0.0031$$

При достижении требуемой точности расчет при заданной величине прекращаем. Увеличиваем значение дополнительного изгибающего момента и повторяем расчет до тех пор, пока процесс сходится.

Таким образом, несущая способность балки по нормальному сечению равна:

$$M_u = M + \Delta M = 100 + 104 = 204 \text{ кНм.}$$

Распределение относительных деформаций напряжений по сечению балки:

$$\varepsilon_i = 1/r_c (y_{0,c} - y_i), \quad \varepsilon_j = 1/r_{ad} (y_{0,ad} - y_j).$$

основное сечение:

i	A_i , мм	y_i , мм	ε_i	E_i , МПа	σ_i , МПа
0	40000	50,0	0,018100	0	0,00
1	2500	112,5	0,014720	0	0,00
2	2500	137,5	0,013360	0	0,00
3	2500	162,5	0,012010	0	0,00
4	402	187,5	0,010660	0	0,00
5	16000	220,0	0,008900	0	0,00
6	16000	260,0	0,006740	0	0,00
7	16000	300,0	0,004570	0	0,00
8	16000	340,0	0,002410	0	0,00
9	16000	380,0	-0,000025	0	0,00
10	402	30,0	0,019180	36292	696,00
11	308	60,0	0,017550	38619	677,96
12	226	375,0	0,000516	200000	98,15

дополнительное сечение:

j	A_j , мм	y_j , мм	ε_j	E_j , МПа	σ_j , МПа
0	10000	412,5	-0,000291	16141	-4,70
1	10000	437,5	-0,001390	7940	-11,00
2	10000	462,5	-0,002480	4570	-11,34
3	10000	487,5	-0,003580	2734	-9,77
4	402	460,0	-0,002370	149520	-354,55

6 УСИЛЕНИЕ ЗОНЫ СРЕЗА КОНСТРУКЦИЙ

Общие требования

6.1 Усиление зоны среза конструкций производится увеличением их поперечного сечения путем устройства наращивания, железобетонных обойм, рубашек, а также увеличением поперечного армирования путем установки дополнительной поперечной арматуры в зоне среза с обеспечением совместной работы с конструкцией.

Совместная работа наращиваний, обойм, рубашек с бетоном конструкции в зоне среза обеспечивается, кроме связей сдвига (как при усилении сжатой зоны), воспринимающих сдвигающее усилие вдоль оси конструкции, устройством поперечных связей, работающих на сдвиг поперек оси конструкции в наклонном сечении. Поперечные связи выполняются в виде поперечных арматурных стержней, а также пазов и насечки на боковых гранях усиливаемой конструкции.

Дополнительная поперечная арматура принимается в виде арматурных стержней или стальных полос, нормальных или наклонных к продольной оси конструкции. Совместная ра-

бота дополнительной поперечной арматуры с усиливаемой конструкцией обеспечивается: приваркой к существующей арматуре; приклеиванием к бетону в зоне среза; закреплением концами в верхней и нижней зонах с помощью анкерных устройств. После установки в проектное положение дополнительная поперечная арматура обетонируется или покрывается антикоррозионными и огнезащитными составами.

6.2 При устройстве наращивания со стороны верхней или нижней граней конструкции (рисунок 6.1, а) поперечные связи выполняются в виде скоб, приваренных концами к оголенной продольной арматуре конструкции и дополнительной продольной арматуре. Интенсивность поперечных связей на единицу длины элемента в этом случае должна быть не менее интенсивности существующего поперечного армирования

$$q_{sw,ad} = \frac{R_{sw,ad} A_{sw,ad}}{s_{ad}} \geq q_{sw} \quad (6.1)$$

6.3 При устройстве наращивания со стороны боковых граней конструкции (рисунок 6.1,б) на них выполняются пазы или насечка, а дополнительная поперечная арматура соединяется сваркой с арматурой усиливаемой конструкции. В случае отсутствия на боковых гранях пазов или насечки в расчете бетон наращивания не учитывается.

Совместная работа железобетонных обойм и рубашек с усиливаемой конструкцией в зоне среза обеспечивается устройством пазов и насечки на контактной поверхности и установкой дополнительной поперечной арматуры (рисунок 6.2). В случае устройства рубашки свободные концы поперечной арматуры привариваются к арматуре конструкции или заанкериваются с помощью дополнительных анкеров (при тавровом сечении).

Площадь поперечного сечения дополнительной поперечной арматуры и толщина наращивания определяется расчетом.

6.4 Дополнительная поперечная арматура может устанавливаться в подготовленных пазах с закреплением ее полимерраствором. Арматура устанавливается перпендикулярно направлению наклонной трещины с необходимой длиной анкеровки в обе стороны от трещины, определяемой по формуле

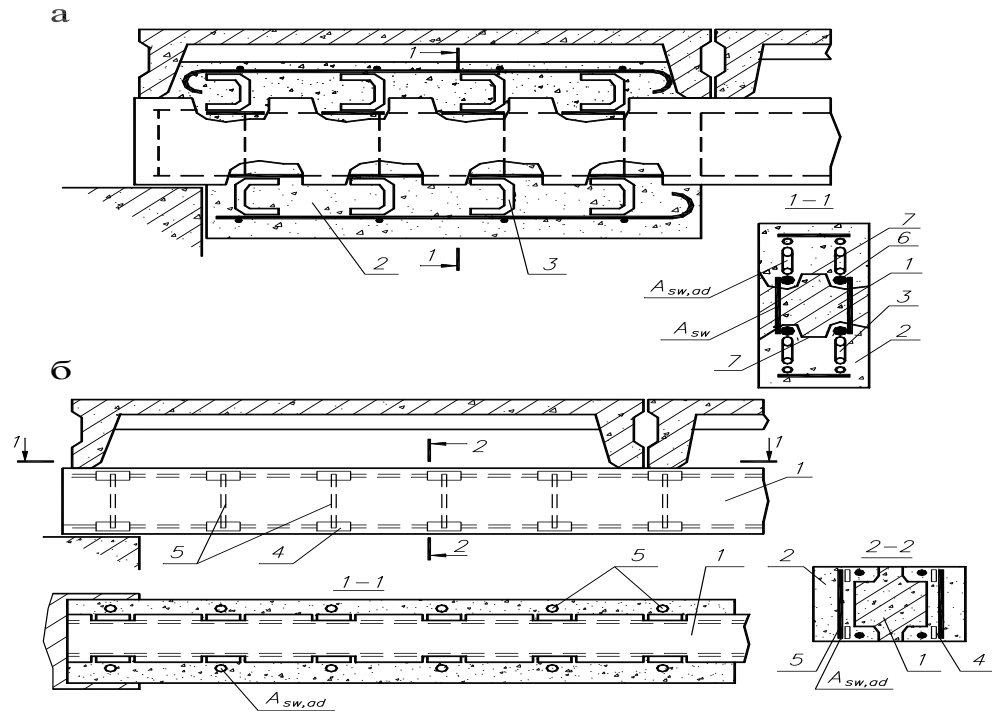
$$l_{an} \geq \frac{R_{sw,ad} A_{sw,ad}}{R_{b,sh} (b' + 2h')}, \quad (6.2)$$

где $R_{sw,ad}$ и $A_{sw,ad}$ - расчетное сопротивление и площадь поперечного сечения вклеиваемой арматуры;

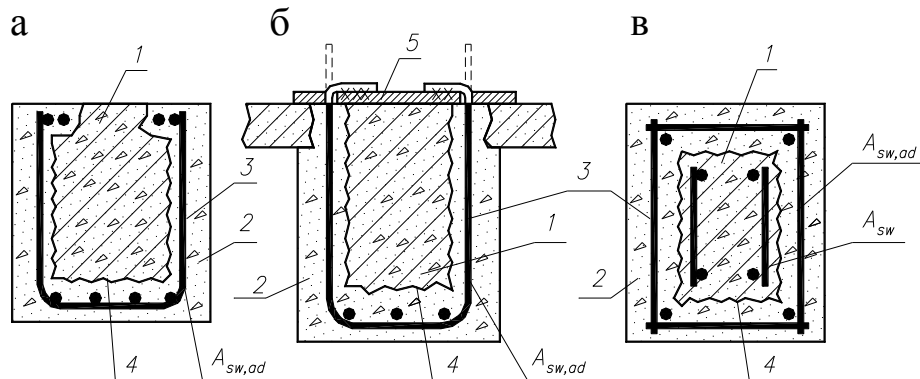
$R_{b,sh}$ - расчетное сопротивление срезу бетона усиливаемой конструкции;

b' , h' - ширина и глубина паза.

6.5 Дополнительная поперечная стержневая арматура, закрепленная по концам приваркой к существующей арматуре или с помощью анкеров, при усилении может выполняться с предварительным напряжением. Предварительное напряжение создается приданием уклона поперечным стержням путем их попарного стягивания с помощью стяжных болтов или закручиванием гаек на концах поперечных стержней при их нагревании. После выполнения предварительного напряжения гайки на болтах завариваются. Для исключения закручивания усиливаемой конструкции напряжение в поперечных стержнях должно создаваться одновременно с обеих сторон конструкции.



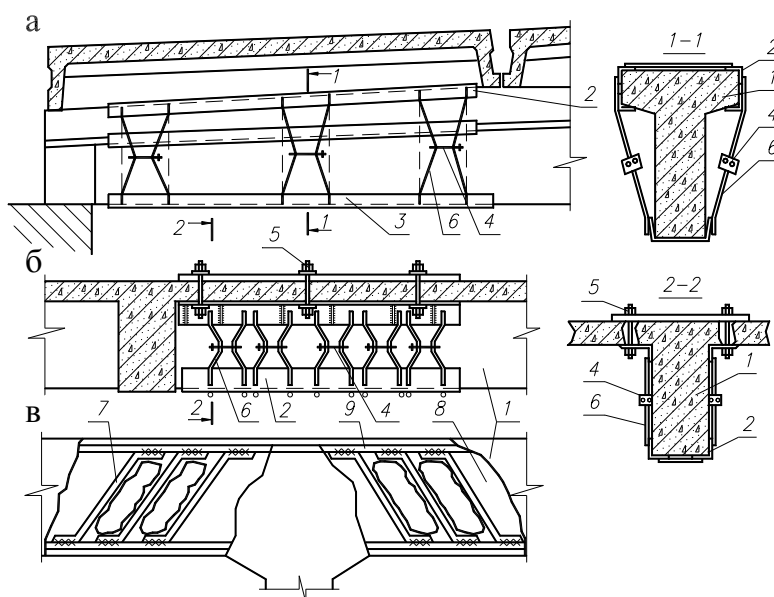
1 – усиливаемая конструкция, 2 – бетон наращивания, 3 – скоба, 4 – пластина, 5 – дополнительная поперечная арматура, 6 – оголенная арматура конструкции, 7 – насечка поверхности
 Рисунок 6.1 – Усиление зоны среза конструкций увеличением поперечного сечения:
 а – наращиванием со стороны верхней и нижней граней;
 б – наращиванием со стороны боковых граней



1 – усиливаемая конструкция, 2 – монолитный бетон, 3 – дополнительная поперечная арматура, 4 – насечка поверхности, 5 – анкерная пластина
 Рисунок 6.2 – Усиление зоны среза конструкций увеличением поперечного сечения
 а – рубашкой при прямоугольном сечении;
 б – рубашкой при тавровом сечении;
 в - обложкой

Для закрепления дополнительной поперечной арматуры на усиливаемых конструкциях в зоне среза устанавливаются анкерные устройства в виде уголков или швеллеров, окаймляющих их верхнюю или нижнюю грань (рисунок 6.3,а). При усилении конструкций тавро-

вого сечения крепежные уголки устанавливаются под полкой притык к ребру и заанкериваются болтами, пропускаемыми через отверстия в полке (рисунок 6.3, б).



1 – усиливаемая конструкция, 2 – уголок, 3 – швеллер, 4 – стяжной болт, 5 – болт, 6 – дополнительная поперечная арматура, 7 – накладная арматура, 8 – борозды на боковой поверхности, 9 – существующая арматура

Рисунок 6.3 – Усиление зоны среза конструкций установкой дополнительной поперечной арматуры:

- а – сборной балки;
- б – балки монолитного перекрытия;
- в – балки с наклонными стержнями

Установка дополнительной поперечной арматуры, наклонной к продольной оси элемента, выполняется в специально пробитые на боковых поверхностях борозды, которые затем заделываются бетоном (рисунок 6.3, в). В случае сплошного бокового наращивания наклонная арматура может устанавливаться непосредственно по боковой поверхности элементов. Угол наклона поперечной арматуры принимается, как правило, равным 45° .

6.6 Восстановление несущей способности конструкций с наклонными трещинами выполняется путем инъектирования трещин полимерраствором, позволяющим получить равнопрочное соединение частей конструкции.

6.7 Коэффициенты условий работы бетона наращивания в зоне среза и дополнительной поперечной арматуры принимаются равными:

- при отсутствии наклонных трещин в зоне среза:

$$\gamma_{b,ad} = 1, \quad \gamma_{sw,ad} = 1;$$

- при наличии наклонных трещин в зоне среза и усилении дополнительной поперечной арматуры с предварительным напряжением:

$$\gamma_{b,ad} = 0.9, \quad \gamma_{sw,ad} = 0.9;$$

- при наличии наклонных трещин в зоне среза и усилении дополнительной поперечной арматурой без предварительного напряжения:

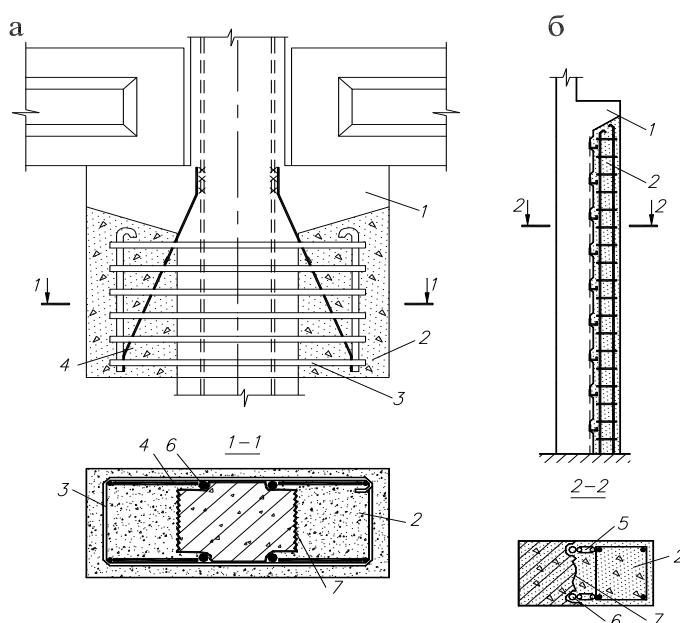
$$\gamma_{b,ad} = 0.7, \quad \gamma_{sw,ad} = 0.7.$$

6.8 Величина предварительного напряжения дополнительной поперечной арматуры принимается равной 70...100 МПа. Значение отклонения от первоначального положения стержней при предварительном напряжении путем взаимного стягивания определяется по формуле (7.5).

Усиление коротких консолей

6.9 Усиление коротких консолей колонн, работающих преимущественно на срез, производится увеличением их поперечного сечения путем наращивания, а также установкой дополнительной горизонтальной или наклонной предварительно напряженной арматуры.

6.10 Наращивание консолей (рисунок 6.4, а) производится, как правило, снизу с установкой дополнительной замкнутой поперечной арматуры диаметром не менее 6 мм. Класс бетона наращивания принимается не менее, чем на один класс выше, чем у бетона консоли. Поперечная арматура наращивания соединяется с оголенной арматурой колонны. Шаг хомутов должен быть не более четверти вылета консоли и не более 150 мм. Минимальный процент поперечного армирования принимается не менее 1%. Необходимая высота наращивания определяется расчетом и должна составлять не менее длины вылета консоли. При необходимости одновременного усиления консоли и сжатой зоны части колонн ниже консоли применяется наращивание на всю высоту подконсольной части колонны (рисунок 6.4,б).



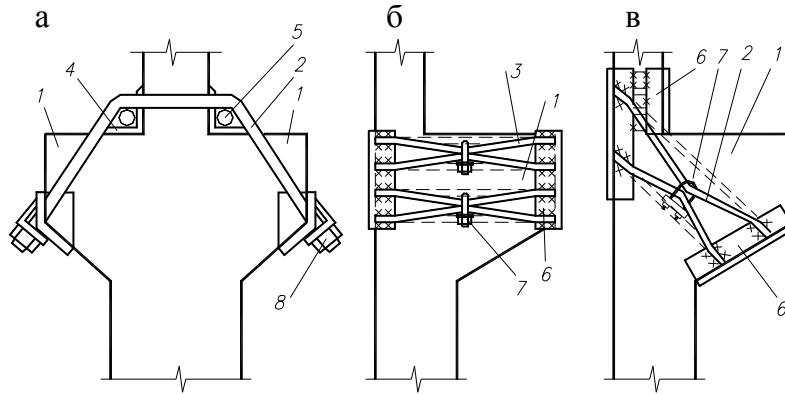
1 – усиливаемая консоль, 2 – бетон наращивания, 3 – замкнутая арматура, 4 – наклонная поперечная арматура, 5 – скобы, 6 – оголенная арматура колонны, 7 – насечка

Рисунок 6.4 – Усиление коротких консолей колонн:

а – наращиванием;

б – наращиванием по длине подконсольной части

6.11 Дополнительная наклонная или горизонтальная поперечная арматура устанавливается по боковым граням консолей и крепится по концам с помощью металлических крепежных элементов (рисунок 6.5). Предварительное напряжение создается путем взаимного стягивания посредством стяжных болтов или завинчиванием гаек по концам в сочетании с нагреванием хомутов. Необходимая площадь поперечного сечения дополнительной арматуры определяется расчетом.



1 – усиливаемая консоль, 2 – наклонная арматура, 3 – горизонтальная арматура,
4 – уголок-накладка, 5 – упор, 6 – уголок, 7 – стяжной болт, 8 – гайка

Рисунок 6.5 – Усиление коротких консолей колонн установкой дополнительной предварительно напряженной поперечной арматуры:
а, в – наклонной;
б – горизонтальной

114

П 1-98 к СНиП 2.03.01-84*

6.12 Расчет железобетонных конструкций с усиленной зоной среза на действие поперечных сил производится с учетом совместной работы элементов усиления с усиливаемой конструкцией посредством дополнительных коэффициентов условий работы бетона и арматуры (6.7) и приведенных расчетных характеристик.

Расчет прочности

6.13 Для обеспечения прочности по наклонной полосе между наклонными трещинами усиленной конструкции должно выполняться условие:

$$Q \leq 0.3\varphi_{w1}\varphi_{b1}R_{b,red}(b+b_{ad})(h_0+h'_{ad}), \quad (6.3)$$

$$\text{где } \varphi_{w1} = 1 + 5\alpha\mu_w \leq 1.3 \quad (6.4)$$

- коэффициент, учитывающий влияние хомутов, нормальных к продольной оси конструкции;

$$\alpha = E_s/E_{b,red}, \quad \mu_w = \frac{A_{sw}/s + A_{sw,ad}/s_{ad}}{b + b_{ad}}, \quad (6.5)$$

$$E_{b,red} = \frac{E_b b h_0 + E_{b,ad}(b_{ad} h_0 + (b + b_{ad})h'_{ad})}{(b + b_{ad})(h_0 + h'_{ad})}, \quad (6.6)$$

где $A_{sw,ad}$, s_{ad} - соответственно площадь поперечного сечения и шаг дополнительной поперечной арматуры:

$$\varphi_{b1} = 1 - \beta R_{b,red}, \quad (6.7)$$

β - коэффициент, принимаемый по СНиП 2.03.01

$$R_{b,red} = \frac{E_b b h_0 + E_{b,ad}(b_{ad} h_0 + (b + b_{ad})h'_{ad})}{(b + b_{ad})(h_0 + h'_{ad})}, \quad (6.8)$$

R_b , $R_{b,ad}$ - соответственно расчетное сопротивление сжатию бетона конструкции и бетона наращивания.

6.14 Расчет усиленных железобетонных конструкций на действие поперечной силы для обеспечения прочности по наклонной трещине производится (рисунок 6.6) из условия:

$$Q \leq Q_b + Q_{sw} + Q_{s,inc}, \quad (6.9)$$

$$\text{где } Q_b = \frac{M_b}{c} \geq Q_{b,\min} = \varphi_{b3} (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt,\text{red}} (b + b_{ad}) (h_0 + h'_{ad}), \quad (6.10)$$

$$M_b = \varphi_{b2} (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt,\text{red}} (b + b_{ad}) (h_0 + h'_{ad}) \quad (6.11)$$

- поперечное усилие, воспринимаемое бетоном усиленной конструкции,

$$R_{bt,\text{red}} = \frac{R_{bt} b h_0 + R_{bt,ad} (b_{ad} h_0 + (b + b_{ad}) h'_{ad})}{(b + b_{ad}) (h_0 + h'_{ad})}, \quad (6.12)$$

R_{bt} , $R_{bt,ad}$ - расчетное сопротивление растяжению бетона конструкции и бетона наращивания;

φ_{b2} , φ_{b3} , φ_f , φ_n - коэффициенты, принимаемые по СНиП 2.03.01

$$Q_{sw} = (q_{sw} + q_{sw,ad}) c_0 \quad (6.13)$$

- поперечное усилие, воспринимаемое поперечной арматурой, нормальной к продольной оси усиливаемой конструкции;

115

П 1-98 к СНиП 2.03.01-84*

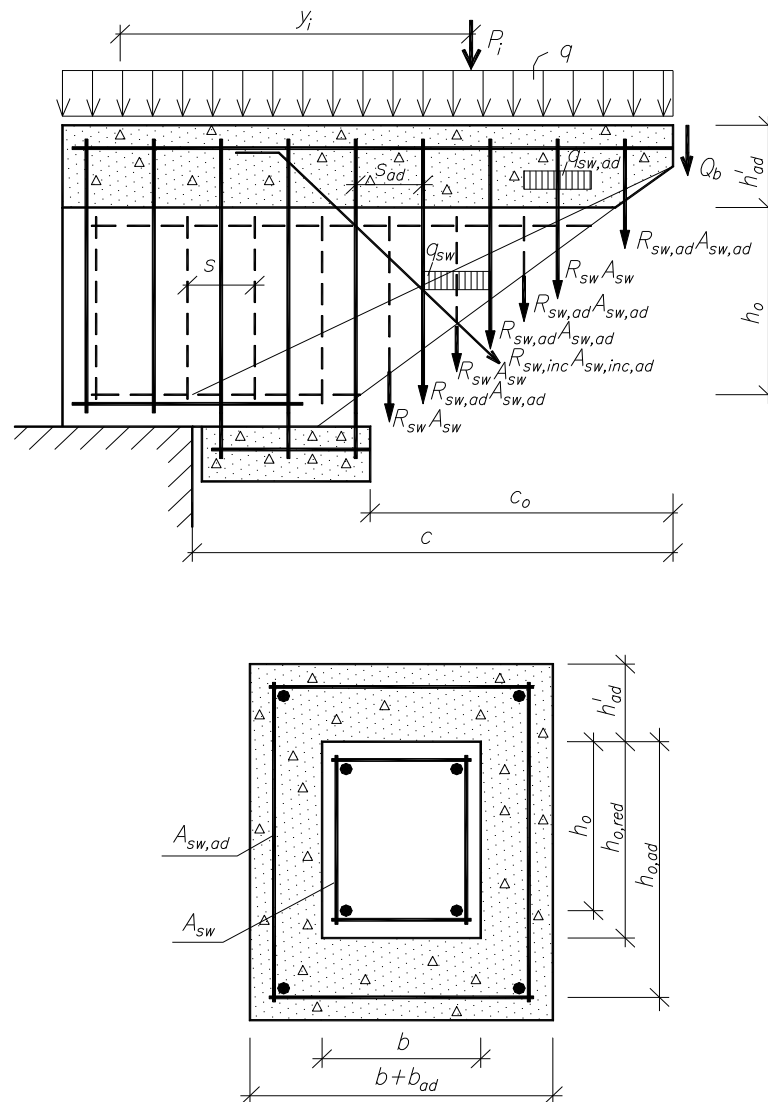


Рисунок 6.6 – Схема усилий в наклонном сечении усиленной конструкции при расчете на действие поперечной силы

$$\text{где } q_{sw} = R_{sw} A_{sw} / s, \quad q_{sw,ad} = R_{sw,ad} A_{sw,ad} / s_{ad} \geq q_{sw}, \quad (6.14)$$

s_{ad} - шаг дополнительной поперечной арматуры, принимается равным:

- при высоте сечения конструкции с учетом наращивания равной или менее 450 мм - не более $0.5(h + h_{ad} + h'_{ad})$ и не более 150 мм;
- при высоте сечения конструкции с учетом наращивания более 450 мм - не более $\frac{1}{3}(h + h_{ad} + h'_{ad})$ и не более 500 мм.

$$Q_{s,inc} = R_{sw,ad} A_{s,inc,ad} \sin \Theta \quad (6.15)$$

- поперечное усилие, воспринимаемое дополнительной наклонной поперечной арматурой, пересекающей опасную наклонную трещину,

Θ - угол наклона дополнительной поперечной арматуры к продольной оси конструкции;

$A_{s,inc,ad}$ - площадь сечения дополнительной наклонной поперечной арматуры, пересекающей опасную наклонную трещину.

116

П 1-98 к СНиП 2.03.01-84*

Длина проекции опасной наклонной трещины на продольную ось конструкции принимается:

- из минимума выражения $(Q_b + Q_{sw} + Q_{s,inc})$, где в выражение для Q_b вместо c подставляется c_0 ; полученное значение c_0 принимается не более $2(h_0 + h'_{ad})$ и не более значения c , а также не менее $(h_0 + h'_{ad})$, если $c \geq h_0 + h'_{ad}$. При этом при наличии перед усилением наклонных трещин в зоне среза усиливаемой конструкции:

$$c_0 = \sqrt{M_b / q_{sw}}; \quad (6.16)$$

при отсутствии наклонных трещин:

$$c_0 = \sqrt{M_b / (q_{sw} + q_{sw,ad})}. \quad (6.17)$$

Кроме того, при наличии перед усилением наклонных трещин в зоне среза усиливаемой конструкции, c принимается равной фактической длине проекции магистральной наклонной трещины. При действии на усиливаемую конструкцию сосредоточенных сил значения c принимаются равными расстояниям от опоры до точек приложения этих сил.

При действии на усиливаемую конструкцию без наклонных трещин равномерно распределенной нагрузки значение c принимается равным:

если $q \leq 0.56(q_{sw} + q_{sw,ad})$:

$$c = \sqrt{M_b / q}; \quad (6.18)$$

если $q > 0.56(q_{sw} + q_{sw,ad})$:

$$c = \sqrt{M_b / (q + q_{sw} + q_{sw,ad})}. \quad (6.19)$$

При действии равномерно распределенной нагрузки на усиливаемую конструкцию с наклонными трещинами значение c принимается равным:

если $q \leq 0.56q_{sw}$, по формуле (6.18)

если $q > 0.56q_{sw}$, по формуле:

$$c = \sqrt{M_b / (q + q_{sw})}. \quad (6.20)$$

Значение поперечной силы принимается равным:

$$Q = Q_{\max} - qc, \quad (6.21)$$

где Q_{\max} - поперечная сила в опорном сечении усиливаемой конструкции.

6.15 Интенсивность дополнительного поперечного армирования при действии на усиливаемую конструкцию сосредоточенных сил, располагаемых на расстоянии y_i от опоры, определяется как наибольшее в зависимости от коэффициента $\varkappa_i = \frac{Q_i - Q_{bi}}{Q_{bi}}$ для каждого наклонного сечения с началом у грани опоры и концами у места приложения сосредоточенных сил.

$$\text{При } \varkappa_i < \varkappa_{0i} = \frac{Q_{b,\min} c_0}{Q_{bi} 2(h_0 + h'_{ad})} : \\ q_{sw,adi} = \frac{Q_i}{c_0} \frac{\varkappa_{0i}}{\varkappa_{0i} + 1} - q_{sw} \cdot \quad (6.22)$$

$$\text{При } \varkappa_{0i} \leq \varkappa_i \leq \frac{y_i}{c_0} :$$

117

П 1-98 к СНиП 2.03.01-84*

$$q_{sw,adi} = \frac{Q_i - Q_{bi}}{c_0} - q_{sw} \cdot \quad (6.23)$$

$$\text{При } \frac{y_i}{c_0} < \varkappa_i \leq \frac{y_i}{h_0 + h'_{ad}}, (h_0 + h'_{ad} \leq y_i) : \\ q_{sw,adi} = \frac{(Q_i - Q_{bi})^2}{M_b} - q_{sw} \cdot \quad (6.24)$$

$$\text{При } \varkappa_i > \frac{y_i}{h_0 + h'_{ad}}, (h_0 + h'_{ad} \leq y_i) : \\ q_{sw,adi} = \frac{Q_i - Q_{bi}}{h_0 + h'_{ad}} - q_{sw} \cdot \quad (6.25)$$

6.16 Интенсивность дополнительного поперечного армирования при действии на усиливаемую конструкцию равномерно распределенной нагрузки q определяется из условий:

$$\text{при } Q_{\max} \leq \frac{Q_{b1}}{0.6} : \\ q_{sw,ad} = \frac{Q_{\max}^2 - Q_{b1}^2}{4 M_b} - q_{sw} \cdot \quad (6.26)$$

$$Q_{b1} = 2\sqrt{M_b q} ;$$

$$\text{при } \frac{M_b}{h_0 + h'_{ad}} > Q_{\max} > \frac{Q_{b1}}{0.6} : \\ q_{sw,ad} = \frac{(Q_{\max} - Q_{b1})^2}{M_b} - q_{sw} \cdot \quad (6.27)$$

(в обоих случаях должно соблюдаться условие)

$$q_{sw} + q_{sw,ad} \geq \frac{Q_{\max} - Q_{b1}}{2(h_0 + h'_{ad})} ; \quad (6.28)$$

$$\text{при } Q_{\max} \geq \frac{M_b}{h_0 + h'_{ad}} + Q_{b1} : \\ q_{sw,ad} = \frac{Q_{\max} - Q_{b1}}{h_0 + h'_{ad}} - q_{sw} \cdot \quad (6.29)$$

Во всех случаях должно соблюдаться условие:

$$q_{sw} + q_{sw,ad} \geq \frac{Q_{b,\min}}{2(h_0 + h'_{ad})} \cdot \quad (6.30)$$

Если условие (6.26) не выполняется, интенсивность дополнительного поперечного армирования определяется по формуле:

$$q_{sw,ad} = \frac{Q_{max}}{2(h_0 + h'_{ad})} - \frac{\varphi_{b2}}{\varphi_{b3}} q - \sqrt{\left(\frac{Q_{max}}{2(h_0 + h'_{ad})} + \frac{\varphi_{b2}}{\varphi_{b3}} q\right)^2 - \left(\frac{Q_{max}}{2(h_0 + h'_{ad})}\right)^2} - q_{sw}. \quad (6.31)$$

6.17 Расстояние между поперечными стержнями усиливаемой конструкции и дополнительными поперечными стержнями, а также между концом предыдущего и началом следующего наклонного дополнительного стержня по длине зоны среза не должно превышать величины:

$$s_{max} = \frac{\varphi_{b4} R_{br,red} (b + b_{ad})(h_0 + h'_{ad})^2}{Q}. \quad (6.32)$$

118

П 1-98 к СНиП 2.03.01-84*

6.18 Расчет прочности коротких консолей на действие поперечной силы для обеспечения прочности по наклонной сжатой полосе между грузом и опорой производится (рисунок 6.7) из условия:

$$Q \leq Q_u, \quad (6.33)$$

$$\text{где } 2.5R_{br}b(h_0 + h'_{ad}) \leq Q_u = 0.8R_b b l_{sup} \sin^2 \Theta (1 + 5\alpha\mu_w) \leq 3.5R_{br}b(h_0 + h'_{ad}), \quad (6.34)$$

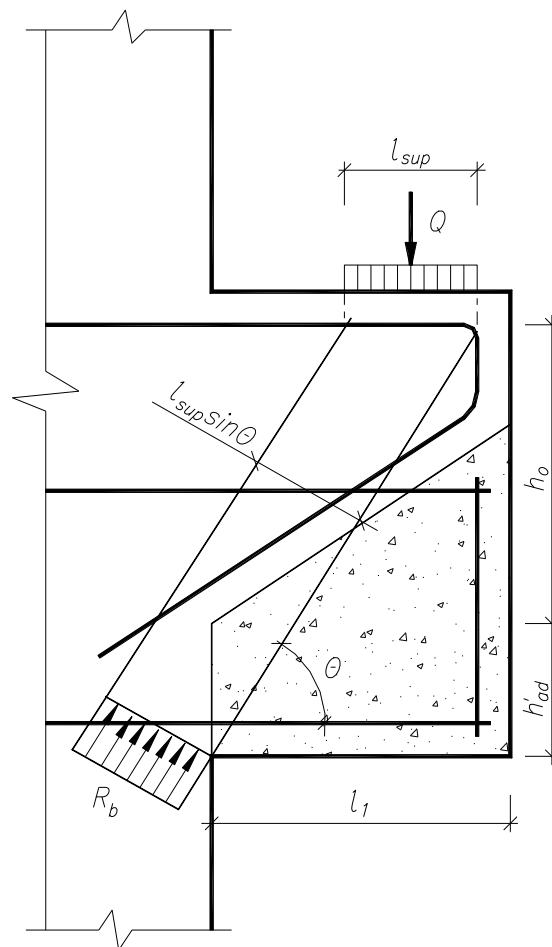


Рисунок 6.7 – Расчетная схема короткой консоли при усилении наращиванием на действие поперечной силы

l_{sup} - длина площадки опирания,

$$\sin^2 \Theta = \frac{(h_0 + h'_{ad})^2}{(h_0 + h'_{ad})^2 + l_1^2}, \quad (6.35)$$

Θ - угол наклона расчетной сжатой полосы к горизонтали;

R_b, R_{bt} - расчетное сопротивление бетона консоли соответственно сжатию и растяжению;

μ_w - коэффициент армирования поперечными стержнями по высоте консоли, принимается равным:

- при наращивании консоли с дополнительным поперечным армированием со стороны нижней грани:

119

П 1-98 к СНиП 2.03.01-84*

$$\mu_w = \frac{A_{sw} \frac{h_0}{s} + A_{sw,ad} \frac{h'_{ad}}{s_{ad}}}{b(h_0 + h'_{ad})}; \quad (6.36)$$

- при усилении консоли дополнительной арматурой, расположенной у боковых граней консоли:

$$\mu_w = \frac{A_{sw}/s + A_{sw,ad}/s_{ad}}{b}. \quad (6.37)$$

При расчете учитываются горизонтальные и наклонные поперечные стержни.

При $Q < 2.5R_{bt}bh_0$ - усиление консоли на действие поперечной силы не требуется.

При $Q > 3.5R_{bt}bh_0$ - требуется увеличение поперечного сечения консоли.

Оценка надежности усиленных конструкций с усиленной зоной среза

6.19 Оценка надежности конструкций с усиленной зоной среза производится согласно 4.45, как для конструкций с усиленной растянутой зоной.

Примеры расчета

Пример 23. Дано: Железобетонная балка пролетом 6 м прямоугольного поперечного сечения с размерами $b=150$ мм, $h=600$ мм, загружена в четвертях пролета двумя сосредоточенными силами $P=300$ кН. Бетон условного класса В'15, $R_b = 8.5$ МПа, $R_{bt} = 0.75$ МПа. Поперечная арматура класса А-I $R_{sw} = 175$ МПа диаметром 6 мм с шагом $s=200$ мм, $A_{sw} = 57$ мм². Дополнительная поперечная арматура класса А-III $R_{sw,ad} = 285$ МПа установлена без предварительного напряжения при наличии в зоне среза конструкции наклонных трещин в направлении от опор к грузам $\gamma_{b,ad} = 0.7, \gamma_{sw,ad} = 0.7$. Толщина наращивания со стороны сжатой зоны составляет $h'_{ad} = 100$ мм, со стороны боковых граней - 50 мм, $b_{ad}=100$ мм. Бетон наращивания класса В25 $R_{b,ad} = 14.5$ МПа, $R_{bt,ad} = 1.05$ МПа.

Требуется определить площадь поперечного сечения и шаг дополнительной поперечной арматуры в зоне среза.

Расчет. Определяем величину M_b по формуле (6.11). Для этого вычисляем по формуле (6.12).

$$R_{bt,red} = \frac{R_{bt}bh_0 + \gamma_{b,ad} [R_{bt,ad}(b_{ad}h_0 + (b + b_{ad})h'_{ad})]}{(b + b_{ad})(h_0 + h'_{ad})} = 0.74 \text{ МПа} ,$$

$$\varphi_{b2} = 2 , M_b = \varphi_{b2} R_{bt,red} (b + b_{ad})(h_0 + h'_{ad})^2 = 156.9 \text{ кНм} .$$

Определяем необходимую интенсивность дополнительного поперечного армирования, принимая длину проекции наклонного сечения равной расстоянию от опоры до груза (6.15). $y_1 = 1500 \text{ мм}$, $c_1 = y_1$.

Поперечная сила от действующей нагрузки равна $Q_1 = 300 \text{ кН}$.

Поперечное усилие, воспринимаемое бетоном усиленной конструкции, определяем из условия (6.10), $\varphi_{b3} = 0.6$,

120

П 1-98 к СНиП 2.03.01-84*

$$Q_{b1} = \frac{M_b}{c_1} = 104.6 \text{ кН} > Q_{b,min} = \varphi_{b3} R_{bt,red} (b + b_{ad})(h_0 + h'_{ad}) = 72.4 \text{ кН} .$$

Вычисляем коэффициент $\aleph_1 = \frac{Q_1 - Q_{b1}}{Q_{b1}} = 1.868$.

Поскольку $c_1 = 1500 \text{ мм} > 2(h_0 + h'_{ad}) = 1300 \text{ мм}$ принимаем $c_0 = 1300 \text{ мм}$

$$\aleph_{01} = \frac{Q_{b,min} c_0}{Q_{b1} 2(h_0 + h'_{ad})} = 0.692 .$$

Так как $\frac{y_1}{c_0} = 1.154 < \aleph_1 = 1.868 < \frac{y_1}{h_0 + h'_{ad}} = 2.308$ интенсивность дополнительного поперечного армирования определяем по формуле (6.24):

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{s} = 49.9 \text{ Н/мм} , q_{sw,ad} = \frac{(Q_1 - Q_{b1})^2}{M_b} - q_{sw} = 193.5 \text{ Н/мм} .$$

Принимаем диаметр дополнительной поперечной арматуры 10 мм , $A_{sw,ad} = 157 \text{ мм}^2$, тогда шаг дополнительной поперечной арматуры равен:

$$s_{ad} = \frac{\gamma_{sw,ad} R_{sw,ad} A_{sw,ad}}{q_{sw,ad}} = 162 \text{ мм} < 500 \text{ мм} , \frac{h + h'_{ad}}{3} = 233 \text{ мм} .$$

Принимаем $s_{ad} = 160 \text{ мм}$.

Проверяем условие (6.3) при $E_s = 2.1 \cdot 10^5 \text{ МПа}$, $E_b = 23 \cdot 10^3 \text{ МПа}$, $E_{b,ad} = 30 \cdot 10^3 \text{ МПа}$,

$$E_{b,red} = \frac{E_b bh_0 + E_{b,ad} (b_{ad} h_0 + (b + b_{ad}) h'_{ad})}{(b + b_{ad})(h_0 + h'_{ad})} = 2.645 \cdot 10^4 \text{ МПа} , \alpha = \frac{E_s}{E_{b,red}} = 7.94 ,$$

$$\mu_w = \frac{\frac{A_{sw}}{s} + \frac{A_{sw,ad}}{s_{ad}}}{b + b_{ad}} = 0.005 , \varphi_{w1} = 1 + 5\alpha\mu_w = 1.201 ,$$

$$R_{b,red} = \frac{R_b bh_0 + \gamma_{b,ad} [R_{b,ad} (b_{ad} h_0 + (b + b_{ad}) h'_{ad})]}{(b + b_{ad})(h_0 + h'_{ad})} = 9.3 \text{ МПа} , \beta = 0.01 , \varphi_{b1} = 1 - \beta R_{b,red} = 0.907 ,$$

$$Q = 300 \text{ кН} < 0.3\varphi_{w1}\varphi_{b1}R_{b,red}(b + b_{ad})(h_0 + h'_{ad}) = 494.5 \text{ кН} .$$

Условие прочности по наклонной сжатой полосе между наклонными трещинами выполняется.

Пример 24. Дано: На консоль колонны опирается балка: длина площади опирания $l_{\text{sup}} = 200$ мм, ширина консоли $b = 300$ мм, высота консоли $h = 600$ мм, длина консоли $l_1 = 250$ мм. Бетон колонны условного класса В15, $R_b = 8.5$ МПа, $\gamma_{b2} = 0.9$, $R_b = \gamma_{b2} R_b = 7.65$ МПа, $R_{bt} = \gamma_{b2} R_{bt} = 0.675$ МПа. Существующая поперечная арматура диаметром 12 мм класса А-I $A_{sw} = 226$ мм², $R_{sw} = 175$ МПа с шагом $s = 100$ мм.

121

П 1-98 к СНиП 2.03.01-84*

Дополнительная поперечная арматура класса А-III $R_{sw,ad} = 285$ МПа устанавливается с предварительным напряжением при наличии наклонных трещин $\gamma_{sw,ad} = 0.9$. Нагрузка на консоль $Q = 350$ кН.

Требуется определить площадь сечения дополнительной поперечной арматуры короткой консоли.

Расчет. Расчетную длину площадки опирания принимаем равной:

$$l_{\text{sup}} = \frac{2}{3} 200 = 133 \text{ мм}.$$

Из условия $Q = 0.8 R_b b l_{\text{sup}} (\sin \Theta)^2 (1 + 5 \alpha \mu_w)$ определяем требуемый коэффициент поперечного армирования, т.к. выполняется условие:

$$3.5 R_{bt} b h_0 = 390 \text{ кН} > Q = 350 \text{ кН} > 2.5 R_{bt} b h_0 = 278 \text{ кН},$$

$$E_s = 2.1 \cdot 10^5 \text{ МПа}, \quad E_b = 23 \cdot 10^3 \text{ МПа}, \quad \alpha = \frac{E_s}{E_b} = 9.13,$$

$(\sin \Theta)^2$ определяется по формуле (6.35) при $h'_{ad} = 0$

$$(\sin \Theta)^2 = \frac{h_0^2}{h_0^2 + l_1^2}, \quad \mu_w = \left(\frac{Q}{0.8 R_b b l_{\text{sup}} (\sin \Theta)^2} \right) / 5 \alpha = 0.016.$$

При усилении консоли дополнительной горизонтальной арматурой, расположенной у боковых граней консоли, шаг дополнительных поперечных стержней определяем из условия (6.37)

$$A_{sw,ad} (2 \text{ } \varnothing 12 \text{ мм}), \quad A_{sw,ad} = 226 \text{ мм}^2, \quad s_{ad} = \frac{A_{sw,ad}}{\mu_w b - A_{sw} / s} = 90 \text{ мм}.$$

Предварительное напряжение дополнительной поперечной арматуры может быть создано путем попарного взаимного стягивания. Отклонение стержней от первоначального положения определяется по формуле (8.5).