

Глава 3

НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ НОРМАЛЬНОГО СЕЧЕНИЯ УСИЛЕННОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО ЭЛЕМЕНТА

Перед усилением под нагрузкой, с частичным или полным разгружением железобетонные конструкции эксплуатируемых строительных сооружений имеют напряженно-деформированное состояние, отличное от первоначального после изготовления конструкции. Это связано с предысторией их работы за период эксплуатации до момента усиления. Системы уравнений и зависимости, представленные в главе 2, позволяют получить необходимые характеристики напряженно-деформированного состояния железобетонного элемента с учетом его фактического состояния перед усилением.

Дополнительные элементы, включаемые в совместную работу с усиливаемой конструкцией, имеют разный возраст, физико-механические и реологические характеристики, включаются в работу в разные моменты времени. Фактически усиленная конструкция перед загружением превращается в многокомпонентную конструкцию, состоящую из основной части, находящейся в определенном напряженно-деформированном состоянии, и дополнительной части - в первоначальном состоянии. Для расчета напряженно-деформированного состояния усиленных конструкций необходимо знать геометрические, физико-механические и реологические характеристики дополнительных элементов усиления, момент времени и режим нагружения конструкции после усиления.

С точки зрения специфики расчета, известные методы усиления целесообразно разделить на три основные группы: методы усиления, связанные с увеличением поперечного сечения конструкций; усиление конструкций увеличением степени их внутренней статической неопределенности; методы усиления, связанные с повышением степени внешней статической неопределенности. Ниже для всех выше названных групп методов усиления будут приведены расчетные зависимости для определения напряженно-деформированного состояния усиленных конструкций на любой стадии их работы от момента усиления до разрушения.

3.1. Уравнения напряженно-деформированного состояния нормального сечения железобетонного элемента, усиленного увеличением поперечного сечения

К методам усиления железобетонных конструкций, связанным с увеличением ее поперечного сечения, относятся устрой-

ство односторонних и двусторонних наращиваний, рубашек и обойм из бетона с установкой дополнительной продольной и поперечной арматуры, приkleивание по длине конструкции дополнительных стальных или железобетонных элементов. С точки зрения расчета, основным признаком данной группы методов усиления является обеспечение совместной работы основной и дополнительной части усиленной конструкции по всей длине контакта.

Рассмотрим нормальное сечение усиленной железобетонной конструкции в момент времени t после усиления. Аналогично сечению основной части конструкции, поперечное сечение дополнительной части разбивается на элементарные площадки или при плоской задаче - на элементарные слои. Гипотеза плоских сечений в постановке В.И. Мурашева- Я.М. Немировского для относительных деформаций всего сечения усиленного под нагрузкой железобетонного элемента, состоящего из основной и дополнительной части не выполняется, поскольку при усиении в основной части сечения уже имеются начальные деформации от воздействия нагрузки, предварительного напряжения или усадки. Принимается гипотеза плоских сечений в постановке В.И. Мурашева- Я.М. Немировского отдельно для дополнительной части и для приращений относительных деформаций основной части конструкции после усиления. Тогда относительные деформации i -того элементарного слоя основного сечения конструкции находятся как сумма относительных деформаций до усиления и относительных деформаций после усиления. Учитывая совместную работу основной и дополнительной части конструкции, приращение деформаций на границе контакта основного и дополнительного сечения при нагружении усиленной конструкции будет одинаковым, т.е. при абсолютно жестком контакте разность деформаций основного и дополнительного сечения в любой момент времени в произвольной точке сечения в зоне контакта постоянна и равна деформации сечения конструкции в этой точке при усилии. Такой контакт на практике обеспечивается конструктивными и технологическими мероприятиями: устройством шпонок, установкой дополнительной поперечной арматуры, работающей на срез, подготовкой поверхности усиливаемой конструкции, соприкасающейся с новым бетоном.

С учетом наличия основной и дополнительной части сечения, условий равновесия усилий и вышеизложенных условий совместности деформирования запишем в момент времени t уравнения напряженно-деформированного состояния нормального сечения изгибающегося железобетонного элемента, усиленного увеличением поперечного сечения:

$$\begin{aligned}
& \sum_{l=1}^k \sigma_{bl}(t) A_{bl} [y_{0,ad}(t) - y_{bl}] + \sum_{l=k+1}^n \sigma_{sl}(t) A_{sl} [y_{0,ad}(t) - y_{sl}] + \sum_{l=1}^{k_{ad}} \sigma_{b,ad\bar{l}}(t) A_{b,ad\bar{l}} [y_{0,ad}(t) - y_{b,ad\bar{l}}] + \\
& + \sum_{l=k_{ad}+1}^{n_{ad}} \sigma_{s,ad\bar{l}}(t) A_{s,ad\bar{l}} [y_{0,ad}(t) - y_{s,ad\bar{l}}] - M(t) = 0, \\
& \sum_{l=1}^k \sigma_{bl}(t) A_{bl} + \sum_{l=k+1}^n \sigma_{sl}(t) A_{sl} + \sum_{l=1}^{k_{ad}} \sigma_{b,ad\bar{l}}(t) A_{b,ad\bar{l}} + \sum_{l=k_{ad}+1}^{n_{ad}} \sigma_{s,ad\bar{l}}(t) A_{s,ad\bar{l}} = 0. \quad (3.1) \\
& \varepsilon_{(b,s)i}(t) = \varepsilon_{(b,s)\bar{i}}(\bar{t}) + \bar{\varepsilon}_{(b,s)i}(t), \quad \varepsilon_{(b,s)adi}(t) = \bar{\varepsilon}_{(b,s)adi}(t), \\
& \varepsilon_{(b,s)\bar{i}}(\bar{t}) = \frac{1}{r} (\bar{t}) [y_0(\bar{t}) - y_{(b,s)\bar{i}}] \quad \bar{\varepsilon}_{(b,s),i}(t) = \frac{1}{r_{ad}} (t) [y_{0,ad}(t) - y_{(b,s),i}], \\
& \bar{\varepsilon}_{(b,s),adi}(t) = \frac{1}{r_{ad}} (t) [y_{0,ad}(t) - y_{(b,s),adi}]
\end{aligned}$$

$\sigma_{bl}(t) = f[\varepsilon_{bl}(t)]$, $\sigma_{sl}(t) = f[\varepsilon_{sl}(t)]$, $\sigma_{b,ad\bar{l}}(t) = f[\varepsilon_{b,ad\bar{l}}(t)]$, $\sigma_{s,ad\bar{l}}(t) = f[\varepsilon_{s,ad\bar{l}}(t)]$,

где $\sigma_{(b,s)i}(t)$ - нормальные напряжения в i -той элементарной площадке бетона или арматуры основной части сечения, $\sigma_{(b,s)adi}(t)$ - то же, в i -той элементарной площадке дополнительной части сечения, $\varepsilon_{(b,s)i}(t)$ - продольные относительные деформации i -той элементарной площадки бетона или арматуры основной части сечения, $\varepsilon_{(b,s)adi}(t)$ - то же, i -той элементарной площадки дополнительной части сечения, $\bar{\varepsilon}_{(b,s)i}(t)$ - дополнительные относительные деформации i -той элементарной площадки бетона или арматуры после усиления, $A_{(b,s)\bar{i}}$ и $y_{(b,s)\bar{i}}$ - соответственно площадь сечения и расстояние от выбранной оси до центра тяжести i -той элементарной площадки бетона или арматуры основной части сечения, $A_{(b,s)adi}$ и $y_{(b,s)adi}$ - то же, i -той элементарной площадки дополнительной части сечения, $y_{0,ad}(t)$ - расстояние от выбранной оси до центра изгиба сечения элемента после усиления, k и $(n-k)$ - количество элементарных площадок бетона и арматуры в основной части сечения, k_{ad} и $(n_{ad} - k_{ad})$ - количество элементарных площадок бетона и арматуры в дополнительной части сечения, $M(t) = M(\bar{t}) + \Delta M(t)$, $M(t)$ - изгибающий момент от внешней нагрузки в момент времени t после усиления, $M(\bar{t})$ - изгибающий момент от внешней нагрузки в момент времени \bar{t} при усилинии, $\Delta M(t)$ - дополнительный изгибающий момент от внешней нагрузки после усиления в момент времени t .

Алгоритм определения напряженно-деформированного состояния усиленных железобетонных элементов предусматрива-

ет два этапа. На первом этапе в соответствии с изложенным в главе 2 для железобетонного элемента до усиления в момент времени \bar{t} определяется положение прямой распределения деформаций по высоте сечения элемента. Положение линии распределения деформаций характеризуется двумя из возможных параметров: кривизной $\frac{1}{r}(\bar{t})$, расстоянием до нейтральной линии $y_0(\bar{t})$, деформацией в конкретной точке сечения $\varepsilon_i(\bar{t})$. На втором этапе расчет для усиленного сечения производится методом последовательного нагружения с реализацией итерационного процесса вычисления деформаций и напряжений в элементарных площадках. Зависимости (3.1) можно преобразовать к удобному для использования в расчете виду.

$$\begin{aligned} & \frac{1}{r_{ad}}(t) \left\{ \sum_{i=1}^n E_{(b,s)i}(t) A_{bi} [y_{0,ad}(t) - y_{(b,s)i}]^2 + \sum_{i=1}^{n_{ad}} E_{(b,s)ad\bar{i}}(t) A_{b,ad\bar{i}} [y_{0,ad}(t) - y_{(b,s)ad\bar{i}}]^2 \right\} + \\ & + \frac{1}{r}(\bar{t}) \sum_{i=1}^n E_{(b,s)i}(t) A_{bi} [y_{0,ad}(t) - y_{(b,s)i}] \cdot [y_0(\bar{t}) - y_{(b,s)i}] - M(t) = 0, \\ & \frac{1}{r_{ad}}(t) \left\{ \sum_{i=1}^n E_{(b,s)i}(t) A_{bi} [y_{0,ad}(t) - y_{(b,s)i}] + \sum_{i=1}^{n_{ad}} E_{(b,s)ad\bar{i}}(t) A_{b,ad\bar{i}} [y_{0,ad}(t) - y_{(b,s)ad\bar{i}}] \right\} + \\ & + \frac{1}{r}(\bar{t}) \sum_{i=1}^n E_{(b,s)i}(t) A_{bi} [y_0(\bar{t}) - y_{(b,s)i}] = 0, \end{aligned} \quad (3.2)$$

где $E_{(b,s)i}(t) = f[E_{(b,s)i}(t)]$ и $E_{(b,s)ad\bar{i}}(t) = f[E_{(b,s)ad\bar{i}}(t)]$ - секущие модули деформаций бетона и арматура соответственно i -той элементарной площадки основной и \bar{i} -той элементарной площадки дополнительной части сечения.

На каждой итерации путем решения системы уравнений (3.2), определяются неизвестные $\frac{1}{r_{ad}}(t), y_{0,ad}(t)$, характеризующие в соответствии с гипотезой плоских сечений положение линии распределения относительных деформаций в дополнительной части сечения и приращений относительных деформаций в основной части сечения.

Относительные деформации в элементарных площадках нормального сечения в момент времени t усиленного изгибающегося железобетонного элемента определяются из условий:

в основном сечении

$$\varepsilon_{(b,s)i}(t) = \frac{1}{r_{ad}}(t) [y_{0,ad}(t) - y_{(b,s)i}] + \frac{1}{r}(\bar{t}) [y_0(\bar{t}) - y_{(b,s)i}] = \frac{1}{r_c}(t) [y_{0,c}(t) - y_{(b,s)i}] \quad (3.3)$$

- в дополнительном сечении

$$\varepsilon_{(b,s)ad\bar{i}}(t) = \frac{1}{r_{ad}}(t) [y_{0,ad}(t) - y_{(b,s)ad\bar{i}}]. \quad (3.4)$$

Величины $\frac{1}{r_c}(t), y_{0,c}(t)$ в формуле (3.3) представляют собой

кривизну и расстояние от принятой оси до центра изгиба основного сечения железобетонного элемента в момент времени t после усиления и могут быть вычислены из выражений:

$$\begin{aligned}\frac{1}{r_c}(t)y_{0,c}(t) &= \frac{1}{r}(\bar{t})y_0(\bar{t}) + \frac{1}{r_{ad}}(t)y_{0,ad}(t), \\ \frac{1}{r_c}(t) &= \frac{1}{r}(\bar{t}) + \frac{1}{r_{ad}}(t).\end{aligned}\quad (3.5)$$

С учетом диаграмм деформирования бетона и арматуры - при кратковременном нагружении или диаграмм-изохрон для бетона - при длительном действии нагрузки вычисляются напряжения и секущие модули деформаций в элементарных площадках усиленного сечения. Процесс итераций продолжается до получения заданной точности вычисления.

В расчетной модели усиленного железобетонного элемента учет работы бетона на растяжение между трещинами и неравномерности деформирования бетона сжатой зоны по длине элемента после образования трещин также производится путем трансформирования диаграммы растяжения арматуры растянутой зоны, диаграмм сжатия бетона и арматуры сжатой зоны для сечения с трещиной в диаграмму, в которой напряжения $\sigma_s, \sigma_{s,ad}, \sigma_b, \sigma_{b,ad}$ и $\sigma_{sc}, \sigma_{sc,ad}$ приняты для сечения с трещиной, а деформации $\varepsilon_s, \varepsilon_{s,ad}, \varepsilon_b, \varepsilon_{b,ad}$ и $\varepsilon_{sc}, \varepsilon_{sc,ad}$ - для среднего сечения в соответствии с гипотезой плоских сечений, т.е. скорректированы с учетом коэффициентов ψ_s, ψ_b .

Учет неравномерности высоты сжатой зоны по длине железобетонного элемента с трещинами на каждом этапе нагружения осуществляется переходом от среднего расчетного сечения к сечению с трещиной. Для сечения с трещиной выполняется пересчет высоты сжатой зоны исходя из условий равновесия усилий и гипотезы плоских сечений для железобетонного элемента над трещиной. Уравнения напряженно-деформированного состояния нормального сечения с трещиной усиленного увеличением попеченного сечения изгибающего железобетонного элемента имеют вид:

$$\begin{aligned}\frac{1}{r_{bc}}(t)\sum_{l=1}^m E_{(b,s)l}(t)A_{b,lp}[y_{0,bc}(t)-y_{(b,s)l}]^2 + \frac{1}{r_{bad}}(t)\sum_{i=1}^{n_{ad}} E_{(b,s)ad}(t)A_{b,ad}[y_{0,bad}(t)-y_{(b,s)ad}] \cdot [y_{0,bc}(t)-y_{(b,s)l}] + \\ + \sum_{l=m+1}^n \bar{\sigma}_{ad}(t)A_{bd}[y_{0,bc}(t)-y_{sl}] + \sum_{l=n_{ad}+1}^{n_{ad}} \bar{\sigma}_{s,ad}(t)A_{s,ad}[y_{0,bd}(t)-y_{s,ad}] - M(t) = 0,\end{aligned}$$

$$\frac{1}{r_{bc}}(t) \sum_{i=1}^m E_{(b,s)i}(t) A_{bi} [y_{0,bc}(t) - y_{(b,s)i}] + \frac{1}{r_{bad}}(t) \sum_{i=1}^{m_{ad}} E_{(b,s)ad}(t) A_{bi,ad} [y_{0,bad}(t) - y_{(b,s)ad}] + \quad (3.6)$$

$$+ \sum_{i=m+1}^n \bar{\sigma}_{si}(t) A_{si} + \sum_{i=m_{ad}+1}^{n_{ad}} \bar{\sigma}_{s,ad}(t) A_{s,ad} = 0,$$

$$\varepsilon_{(b,s)i}(t) = \frac{1}{r_{bc}}(t) [y_{0,bc}(t) - y_{(b,s)i}], \quad \varepsilon_{(b,s)ad}(t) = \frac{1}{r_{bad}}(t) [y_{0,bad}(t) - y_{(b,s)ad}],$$

$$\frac{1}{r_{bc}}(t) = \frac{\varepsilon_{b(y=h)}(t)/\psi_b}{y_{0,bc}(t)}, \quad y_{0,bad}(t) = y_{0,ad}(t),$$

$$\frac{1}{r_{bad}}(t) = \frac{\varepsilon_{b(y=h+h_{ad})}(t)/\psi_b - [\varepsilon_{b(y=h)}(t)/\psi_b - \varepsilon_{b(y=h)}(\bar{t})/\psi_b]}{h_{ad}} = \left[\frac{1}{r_{ad}}(t) \right] / \psi_b,$$

$$E_{(b,s)i}(t) = f[\varepsilon_{(b,s)i}(t)], \quad E_{(b,s)ad}(t) = f[\varepsilon_{(b,s)ad}(t)],$$

где $\bar{\sigma}_{si}(t), \bar{\sigma}_{s,ad}(t)$ - напряжения в стержнях арматуры основного и дополнительного сечения, пересекаемых трещиной; $\varepsilon_{b(y=h)}(t)$ - относительные деформации крайнего сжатого волокна на основной части при усилении, определяемые при расчете среднего расчетного сечения; $\varepsilon_{b(y=h)}(t), \varepsilon_{b(y=h+h_{ad})}(t)$ - относительные деформации крайнего сжатого волокна соответственно основной и дополнительной части, определяемые на предыдущем этапе при расчете среднего расчетного сечения с учетом трансформированных диаграмм; $\frac{1}{r_{bc}}(t), y_{0,bc}(t)$ - соответственно кривизна основного сечения над трещиной и расстояние от принятой оси до линии, ограничивающей сжатую зону в основном сечении; $\frac{1}{r_{bad}}(t), y_{0,bad}(t)$ - соответственно кривизна дополнительного сечения над трещиной и расстояние от принятой оси до линии, ограничивающей сжатую зону в дополнительном сечении.

На данном этапе расчета для основного и дополнительного сечения железобетонного элемента над трещиной используются диаграммы деформирования арматуры и бетона без учета коэффициентов ψ_s, ψ_b . Для растянутого и сжатого бетона над трещиной учитывается градиент деформаций, аналогично [56, 57]. При этом вместо кривизн $\frac{1}{r_c}(t), \frac{1}{r_{ad}}(t)$ используются кривизны

$$\frac{1}{r_{bc}}(t), \frac{1}{r_{bad}}(t).$$

При необходимости получения несущей способности усиленного элемента нагрузка ступенчато увеличивается. Максимальное усилие от внешней нагрузки, при котором выполняются условия (3.1), (3.2), (3.6) соответствует несущей способности усиленного элемента.

Расчетное сечение изгибающегося железобетонного элемента, распределение деформаций и напряжений при усилении наращиванием в сжатой и растянутой зоне приведены соответственно на рис.3.1 и рис.3.2.

Усиление внеклентренно сжатого железобетонного элемента обоймой предполагает установку дополнительной арматуры и обетонирование с четырех сторон. Уравнения напряженно-деформированного состояния нормального сечения усиленного внеклентренно сжатого железобетонного элемента имеют вид:

$$\begin{aligned} & \sum_{l=1}^k \sigma_{bl}(t) A_{bl} [y_{0,ad}(t) - y_{bi}] + \sum_{l=k+1}^n \sigma_{sl}(t) A_{sl} [y_{0,ad}(t) - y_{si}] + \sum_{i=1}^{k_{ad}} \sigma_{b,ad\bar{i}}(t) A_{b,ad\bar{i}} [y_{0,ad}(t) - y_{b,ad\bar{i}}] + \\ & + \sum_{\bar{i}=k_{ad}+1}^{n_{ad}} \sigma_{s,ad\bar{i}}(t) A_{s,ad\bar{i}} [y_{0,ad}(t) - y_{s,ad\bar{i}}] - N(t) [y_{0,ad}(t) - e_N] = 0, \\ & \sum_{i=1}^k \sigma_{bl}(t) A_{bl} + \sum_{l=k+1}^n \sigma_{sl}(t) A_{sl} + \sum_{i=1}^{k_{ad}} \sigma_{b,ad\bar{i}}(t) A_{b,ad\bar{i}} + \sum_{\bar{i}=k_{ad}+1}^{n_{ad}} \sigma_{s,ad\bar{i}}(t) A_{s,ad\bar{i}} - N(t) = 0, \\ & \varepsilon_{(b,s)i}(t) = \varepsilon_{(b,s)i}(\bar{t}) + \varepsilon_{IN}(\bar{t}) + \bar{\varepsilon}_{(b,s)i}(t) + \bar{\varepsilon}_N(t), \quad \varepsilon_{(b,s)adi}(t) = \bar{\varepsilon}_{(b,s)adi}(t) + \bar{\varepsilon}_N(t), \\ & \varepsilon_{(b,s)i}(\bar{t}) = \frac{1}{r} (\bar{t}) [y_0(\bar{t}) - y_{(b,s)i}], \quad \bar{\varepsilon}_{(b,s)i}(t) = \frac{1}{r_{ad}} (t) [y_{0,ad}(t) - y_{(b,s)i}], \quad (3.7) \\ & \bar{\varepsilon}_{(b,s)adi}(t) = \frac{1}{r_{ad}} (t) [y_{0,ad}(t) - y_{(b,s)adi}], \quad \varepsilon_{IN}(\bar{t}) = \frac{N(\bar{t})}{\sum_{i=1}^n E_{(b,s)i}(\bar{t}) A_{(b,s)i}}, \end{aligned}$$

$$\sigma_{bl}(t) = f[\varepsilon_{bi}(t)], \quad \sigma_{sl}(t) = f[\varepsilon_{si}(t)], \quad \sigma_{b,ad\bar{i}}(t) = f[\varepsilon_{b,ad\bar{i}}(t)], \quad \sigma_{s,ad\bar{i}}(t) = f[\varepsilon_{s,ad\bar{i}}(t)],$$

где $\varepsilon_{(b,s)i}(\bar{t})$ и $\varepsilon_{IN}(\bar{t})$ - относительные деформации i -той элементарной площадки основного сечения усиливаемого элемента при усилении в момент времени \bar{t} соответственно от изгиба и продольной силы; $\bar{\varepsilon}_{(b,s)i}(t)$ и $\bar{\varepsilon}_{(b,s)adi}(t)$ - приращение относительных деформаций от изгиба в момент времени t после усиления соответственно i -той элементарной площадки основного сечения и \bar{i} -той элементарной площадки дополнительного сечения; $\bar{\varepsilon}_N(t)$ - приращение относительных деформаций от продольной силы в момент времени t после усиления элементарных площадок основного и дополнительного сечения.

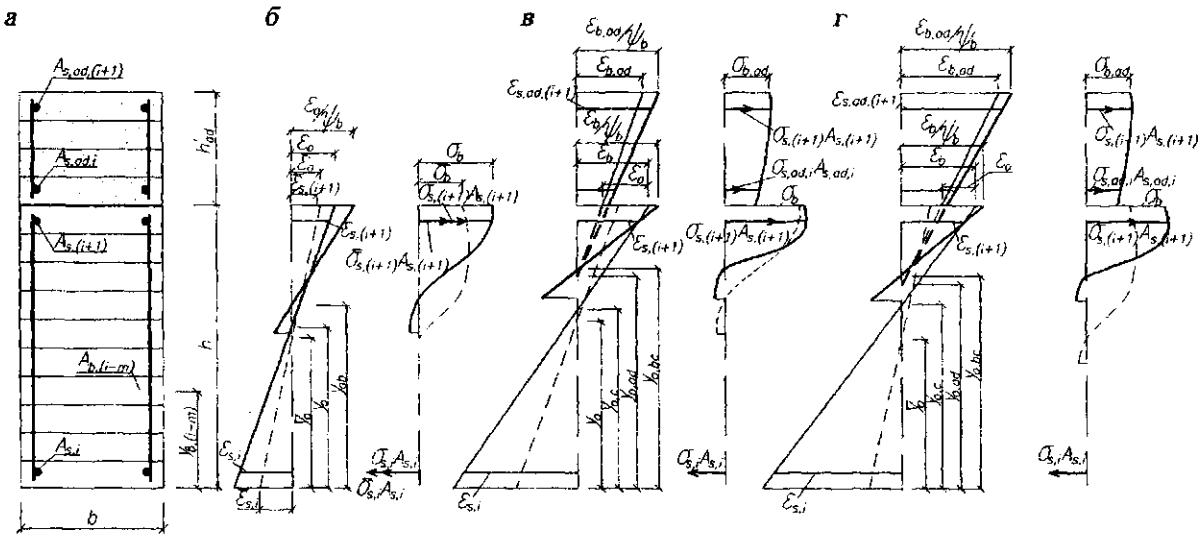


Рис. 3.1. Расчетное сечение изгибающегося железобетонного элемента при усилении наращиванием в сжатой зоне (а) и распределение деформаций и напряжений:
 б – перед усилением; в – после усиления под нагрузкой; г – после усиления с предварительным частичным разгружением

Расчетное сечение внецентренно скатого железобетонного элемента, распределение деформаций и напряжений при усилении железобетонной обоймой приведены на рис.3.3.

В нормальном сечении усиленного железобетонного элемента усадка бетона усиливающей части сдерживается арматурой усиления и самим железобетонным элементом, в результате чего и в арматуре, и в усиливаемом элементе уже в процессе усиления возникают дополнительные усилия, которые находятся в равновесии. Практический опыт устройства усиления конструкций железобетонными обоймами, наращиванием показывает, что при жестком контакте и малых значениях соотношений площадей поперечного сечения дополнительного бетона и усиливающей конструкции возможно появление усадочных трещин, пронизывающих все сечение дополнительного бетона. Поэтому учет деформаций усадки дополнительного бетона усиления является важным моментом при расчете напряженно-деформированного состояния усиленной конструкции.

Определение параметров напряженно-деформированного состояния усиленных железобетонных элементов при действии нагрузки с учетом усадки дополнительного бетона производится в два этапа. На первом этапе рассматривается нормальное сечение железобетонного элемента, состоящее из основного железобетонного сечения и арматуры дополнительного сечения, при действии внешней нагрузки и усадочных напряжений от усадки бетона дополнительного сечения. Определяются параметры напряженно-деформированного состояния при воздействии деформаций усадки дополнительного бетона, которые будут являться начальными на втором этапе расчета.

При действии усадочных напряжений в арматуре и бетоне основного сечения и арматуре дополнительного сечения возникают деформации сжатия, а в бетоне дополнительного сечения - деформации растяжения. При несимметричном усилении железобетонного элемента на поле напряжений от усадки дополнительного бетона накладывается поле вторичных напряжений от внецентренного приложения сжимающих усилий в бетоне относительно центра тяжести основного сечения и арматуры дополнительного сечения, что эквивалентно действию изгибающего момента.

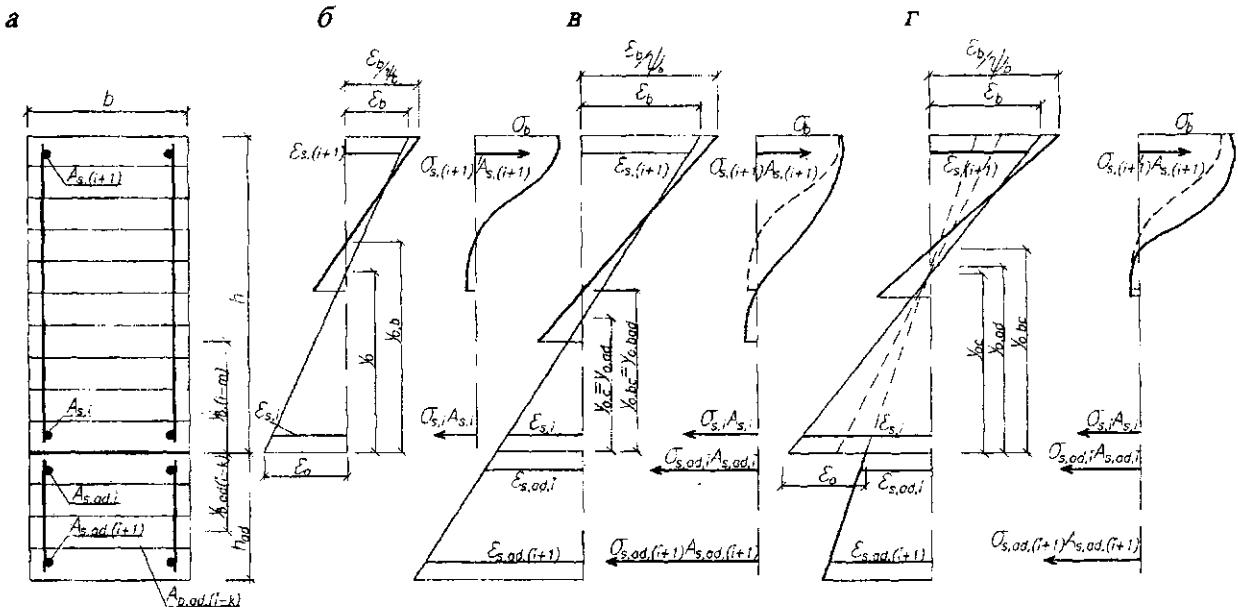


Рис. 3.2. Расчетное сечение изгибаемого железобетонного элемента при усилении наращиванием в растянутой зоне (a) и распределение деформаций и напряжений:
 б - перед усилением под нагрузкой; в - после усиления без предварительного нагружения;
 г - после усиления под нагрузкой

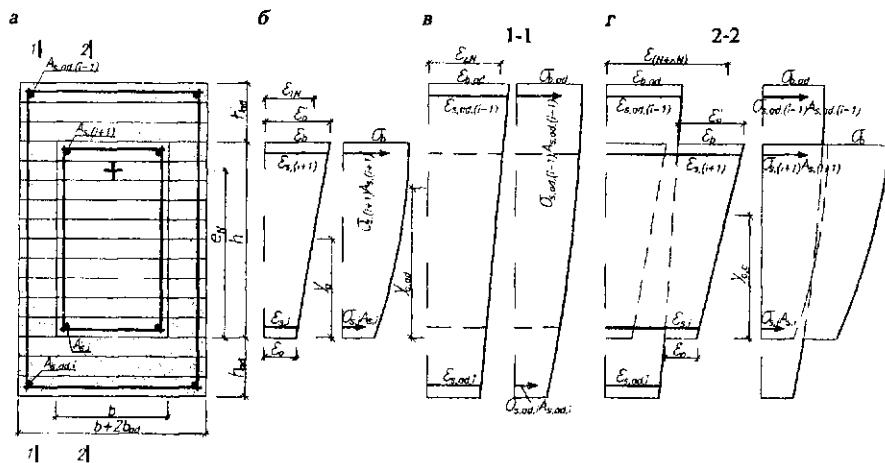


Рис. 3.3. Расчетное сечение внеконтренно сжатого железобетонного элемента при усилении железобетонной обоймой (a) и распределение деформаций и напряжений:

б – перед усилением; в, г – после усиления под нагрузкой соответственно по сечению "1-1" и "2-2"

Система уравнений на первом этапе расчета усиленного изгибающегося железобетонного элемента имеет вид

$$\sum_{i=1}^k \sigma_{bi}(t) A_{bi} [y_{0,ad}(t) - y_{bi}] + \sum_{i=k+1}^n \sigma_{si}(t) A_{si} [y_{0,ad}(t) - y_{si}] + \sum_{i=k_{ad}+1}^{n_{ad}} \sigma_{s,ad}(t) A_{s,ad} [y_{0,ad}(t) - y_{s,ad}] - \sum_{i=1}^{k_{ad}} \sigma_{b,ad} \bar{y}_i(t) A_{b,ad} [y_{0,ad}(t) - y_{b,ad}] - M(t) = 0,$$

$$\sum_{i=1}^k \sigma_{bi}(t) A_{bi} + \sum_{i=k+1}^n \sigma_{si}(t) A_{si} + \sum_{i=k_{ad}+1}^{n_{ad}} \sigma_{s,ad} \bar{y}_i(t) A_{s,ad} - \sum_{i=1}^{k_{ad}} \sigma_{b,ad} \bar{y}_i(t) A_{b,ad} = 0, \quad (3.8)$$

$$\varepsilon_{(b,s)i}(t) = \varepsilon_{(b,s)i}(\bar{t}) + \bar{\varepsilon}_{(b,s)i}(t) + \bar{\varepsilon}_{NyC}(t), \quad \varepsilon_{s,adi}(t) = \bar{\varepsilon}_{s,adi}(t) + \bar{\varepsilon}_{NyC}(t),$$

$$\varepsilon_{b,adi}(t) = \bar{\varepsilon}_{b,adi}(t) + \bar{\varepsilon}_{NyC}(t) + \varepsilon_{b,ad} y_i(t), \quad \varepsilon_{(b,s)i}(\bar{t}) = \frac{1}{r} (\bar{t}) [y_{0,ad}(\bar{t}) - y_{(b,s)i}]$$

$$\bar{\varepsilon}_{(b,s),i}(t) = \frac{1}{r_{ad}} (t) [y_{0,ad}(t) - y_{(b,s)i}], \quad \bar{\varepsilon}_{s,ad}(\bar{t}) = \frac{1}{r_{ad}} (\bar{t}) [y_{0,ad}(\bar{t}) - y_{s,ad}]$$

$$\bar{\varepsilon}_{b,ad}(\bar{t}) = \frac{1}{r_{ad}} (t) [y_{0,ad}(t) - y_{b,ad}]$$

$$\bar{\varepsilon}_{NyC}(t) = \frac{\sum_{l=1}^{k_{ad}} \sigma_{b,ad\bar{l}}(t) A_{b,ad\bar{l}}}{\sum_{l=1}^n E_{(b,s)\bar{l}}(t) A_{(b,s)\bar{l}} + \sum_{l=k_{ad}+1}^{n_{ad}} E_{s,ad\bar{l}}(t) A_{s,ad\bar{l}}},$$

$$\sigma_{bi}(t) = f[\varepsilon_{bi}(t)], \sigma_{si}(t) = f[\varepsilon_{si}(t)], \sigma_{s,ad\bar{l}}(t) = f[\varepsilon_{s,ad\bar{l}}(t)],$$

где $\varepsilon_{b,ad\bar{l}}(t)$ - относительная деформация свободной усадки \bar{l} -той элементарной площадки бетона дополнительного сечения.

В результате расчета на втором этапе определяются параметры напряженно-деформированного состояния нормального сечения усиленного под нагрузкой элемента при воздействии внешней нагрузки и усадочных напряжений, которые будут являться начальными при последующем нагружении элемента.

Уравнения напряженно-деформированного состояния нормального сечения изгибаемого железобетонного элемента, усиленного под нагрузкой, с учетом усадки дополнительного бетона на втором этапе расчета имеют вид

$$\begin{aligned} & \sum_{i=1}^k \sigma_{bi}(t) A_{bi} [y_{0,ad}(t) - y_{bi}] + \sum_{i=k+1}^n \sigma_{si}(t) A_{si} [y_{0,ad}(t) - y_{si}] + \sum_{i=k_{ad}+1}^{n_{ad}} \sigma_{s,ad\bar{i}}(t) A_{s,ad\bar{i}} [y_{0,ad}(t) - y_{s,ad\bar{i}}] + \\ & + \sum_{\bar{l}=1}^{k_{ad}} \sigma_{b,ad\bar{l}}(t) A_{b,ad\bar{l}} [y_{0,ad}(t) - y_{b,ad\bar{l}}] - M(t) = 0, \\ & \sum_{i=1}^k \sigma_{bi}(t) A_{bi} + \sum_{i=k+1}^n \sigma_{si}(t) A_{si} + \sum_{i=k_{ad}+1}^{n_{ad}} \sigma_{s,ad\bar{i}}(t) A_{s,ad\bar{i}} + \sum_{\bar{l}=1}^{k_{ad}} \sigma_{b,ad\bar{l}}(t) A_{b,ad\bar{l}} = 0, \quad (3.9) \end{aligned}$$

$$\varepsilon_{(b,s)\bar{l}}(\bar{l}) = \frac{1}{r_c}(t)[y_{0,c}(t) - y_{(b,s)\bar{l}}] + \bar{\varepsilon}_{NyC}(t), \quad \varepsilon_{s,ad\bar{l}}(t) = \frac{1}{r_{ad}}(t)[y_{0,ad}(t) - y_{s,ad\bar{l}}] + \bar{\varepsilon}_{NyC}(t),$$

$$\bar{\varepsilon}_{b,ad\bar{l}}(t) = \frac{1}{r_{ad}}(t)[y_{0,ad}(t) - y_{b,ad\bar{l}}] + \bar{\varepsilon}_{NyC}(t) + \varepsilon_{b,ad\bar{l}}(t),$$

$$\sigma_{bi}(t) = f[\varepsilon_{bi}(t)], \sigma_{si}(t) = f[\varepsilon_{si}(t)], \sigma_{s,ad\bar{l}}(t) = f[\varepsilon_{s,ad\bar{l}}(t)], \quad \sigma_{b,ad\bar{l}}(t) = f[\varepsilon_{b,ad\bar{l}}(t)]$$

где $\bar{\varepsilon}_{NyC}(t)$ - относительные деформации в центре изгиба сечения от действия усадочных напряжений, вычисленные на предыдущем этапе расчета.

В общем случае расчета усиленного увеличением поперечного сечения под нагрузкой кососжатого железобетонного элемента в момент времени t можно записать следующую систему уравнений, состоящую из условий равновесия и условий совместности деформаций, описывающих положение плоскости распределения деформаций по сечению

$$\sum_{l=1}^{n_{ad}} \sum_{j=1}^{m_{ad}} \sigma(t)_{(b,s)l,j} A_{(b,s)l,j} [x_{0,ad}(t) - x_{(b,s)l,j}] + \sum_{l=1}^{n_{ad}} \sum_{j=1}^{m_{ad}} \sigma(t)_{(b,s)ad\bar{l},\bar{j}} A_{(b,s)ad\bar{l},\bar{j}} [x_{0,ad}(t) - x_{(b,s)ad\bar{l},\bar{j}}] - N(t) [x_{0,ad}(t) - e_{N_x}] = 0,$$

$$\sum_{l=1}^{n_{ad}} \sum_{j=1}^{m_{ad}} \sigma(t)_{(b,s)l,j} A_{(b,s)l,j} [y_{0,ad}(t) - y_{(b,s)l,j}] + \sum_{l=1}^{n_{ad}} \sum_{j=1}^{m_{ad}} \sigma(t)_{(b,s)ad\bar{l},\bar{j}} A_{(b,s)ad\bar{l},\bar{j}} [y_{0,ad}(t) - y_{(b,s)ad\bar{l},\bar{j}}] - N(t) [y_{0,ad}(t) - e_{N_y}] = 0,$$

$$\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^m \sigma(t)_{(b,s)i,j} A_{(b,s)i,j} + \sum_{\bar{l}=1}^{n_{ad}} \sum_{\bar{j}=1}^{m_{ad}} \sigma(t)_{(b,s)ad\bar{l},\bar{j}} A_{(b,s)ad\bar{l},\bar{j}} - N(t) = 0, \quad (3.10)$$

$$\left(\frac{1}{r}(\bar{t})\right)_x x_{0,ad}(t) + \left(\frac{1}{r_{ad}}(t)\right)_x x_{0,ad}(t) = \left(\frac{1}{r_c}(t)\right)_x x_{0,c}(t), \quad \left(\frac{1}{r}(\bar{t})\right)_x + \left(\frac{1}{r_{ad}}(t)\right)_x = \left(\frac{1}{r_c}(t)\right)_x,$$

$$\left(\frac{1}{r}(\bar{t})\right)_y y_{0,ad}(t) + \left(\frac{1}{r_{ad}}(t)\right)_y y_{0,ad}(t) = \left(\frac{1}{r_c}(t)\right)_y y_{0,c}(t), \quad \left(\frac{1}{r}(\bar{t})\right)_y + \left(\frac{1}{r_{ad}}(t)\right)_y = \left(\frac{1}{r_c}(t)\right)_y,$$

$$\varepsilon_{(b,s)l,j}(t) = \left(\frac{1}{r_c}(t)\right)_x [x_{0,c}(t) - x_{(b,s)l,j}] + \left(\frac{1}{r_c}(t)\right)_y [y_{0,c}(t) - y_{(b,s)l,j}] + \\ + \varepsilon_{IN}(\bar{t}) + \varepsilon_{Ny,ad}(t) + \varepsilon_N(t),$$

$$\varepsilon_{(s,ad)\bar{l},\bar{j}}(t) = \left(\frac{1}{r_{ad}}(t)\right)_x [x_{0,ad}(t) - x_{(s,ad)\bar{l},\bar{j}}] + \left(\frac{1}{r_{ad}}(t)\right)_y [y_{0,ad}(t) - y_{(s,ad)\bar{l},\bar{j}}] + \\ + \varepsilon_{Ny,ad}(t) + \varepsilon_N(t),$$

$$\varepsilon_{(b,ad)\bar{l},\bar{j}}(t) = \left(\frac{1}{r_{ad}}(t)\right)_x [x_{0,ad}(t) - x_{(b,ad)\bar{l},\bar{j}}] + \left(\frac{1}{r_{ad}}(t)\right)_y [y_{0,ad}(t) - y_{(b,ad)\bar{l},\bar{j}}] + \\ + \varepsilon_{Ny,ad}(t) + \varepsilon_N(t) + \varepsilon_{b,ad}\bar{y}(t),$$

$$\sigma_{bl,j}(t) = f[\varepsilon_{bl,j}(t)], \quad \sigma_{sl,j}(t) = f[\varepsilon_{sl,j}(t)], \quad \sigma_{b,ad\bar{j}}(t) = f[\varepsilon_{b,ad\bar{j}}(t)], \quad \sigma_{s,ad\bar{j}}(t) = f[\varepsilon_{s,ad\bar{j}}(t)].$$

Здесь $\left(\frac{1}{r}(\bar{t})\right)_x, \left(\frac{1}{r}(\bar{t})\right)_y$ - кривизны усиливаемого элемента в момент времени \bar{t} при усилении от продольного усилия $N(\bar{t})$ в плоскости соответственно оси x, y ; $\left(\frac{1}{r_c}(t)\right)_x, \left(\frac{1}{r_c}(t)\right)_y$ - кривизны усиленного элемента в момент времени t после усиления от усадки дополнительного бетона и продольного усилия $N(t)$ в плоскости соответственно оси x, y ; $\left(\frac{1}{r_{ad}}(t)\right)_x, \left(\frac{1}{r_{ad}}(t)\right)_y$ - кривизны дополнительного элемента в момент времени t после усиления от

усадки дополнительного бетона и продольного усилия $N(t)$ в плоскости соответственно оси x, y ; $\varepsilon_{IN}(\bar{t}), \varepsilon_{Nyc,ad}(t), \varepsilon_N(t)$ - относительные деформации элемента в центре изгиба сечения соответственно от продольного усилия при усилении в момент времени \bar{t} , от усадочных напряжений в момент времени t и от продольного усилия в момент времени t после приложения дополнительной нагрузки, определяются из следующих выражений:

$$\varepsilon_{IN}(\bar{t}) = \frac{N(\bar{t})}{\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^m E_{(b,s)i,j}(\bar{t}) A_{(b,s)i,j}}, \quad (3.11)$$

$$\begin{aligned} \varepsilon_{Nyc,ad}(t) = & \frac{\left[N(\bar{t}) + \sum_{i=1}^{k_{ad}} \sum_{j=1}^{p_{ad}} \sigma_{b,ady,i,j}(\bar{t}) A_{b,ad\bar{i},\bar{j}} \right] - \varepsilon_{IN}(\bar{t}) \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^m E_{(b,s)i,j}(\bar{t}) A_{(b,s)i,j}}{\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^m E_{(b,s)i,j}(\bar{t}) A_{(b,s)i,j} + \sum_{i=k_{ad}+1}^{n_{ad}} \sum_{j=1}^{m_{ad}} E_{s,ad\bar{i},\bar{j}}(\bar{t}) A_{s,ad\bar{i},\bar{j}}}, \quad (3.12) \\ \varepsilon_N(t) = & \frac{\left[N(\bar{t}) + \sum_{i=1}^{k_{ad}} \sum_{j=1}^{p_{ad}} \sigma_{b,ady,i,j}(\bar{t}) A_{b,ad\bar{i},\bar{j}} \right] - [\varepsilon_{IN}(\bar{t}) + \varepsilon_{Nyc,ad}(\bar{t})] \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^m E_{(b,s)i,j}(\bar{t}) A_{(b,s)i,j}}{\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^m E_{(b,s)i,j}(\bar{t}) A_{(b,s)i,j} + \sum_{i=1}^{n_{ad}} \sum_{j=1}^{m_{ad}} E_{(b,s),ad\bar{i},\bar{j}}(\bar{t}) A_{(b,s),ad\bar{i},\bar{j}}} - \\ & \frac{\varepsilon_{Nyc,ad}(\bar{t}) \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^m E_{s,ad\bar{i},\bar{j}}(\bar{t}) A_{s,ad\bar{i},\bar{j}}}{\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^m E_{(b,s)i,j}(\bar{t}) A_{(b,s)i,j} + \sum_{i=1}^{n_{ad}} \sum_{j=1}^{m_{ad}} E_{(b,s),ad\bar{i},\bar{j}}(\bar{t}) A_{(b,s),ad\bar{i},\bar{j}}}. \quad (3.13) \end{aligned}$$

$$\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^m E_{(b,s)i,j}(\bar{t}) A_{(b,s)i,j} + \sum_{i=1}^{n_{ad}} \sum_{j=1}^{m_{ad}} E_{(b,s),ad\bar{i},\bar{j}}(\bar{t}) A_{(b,s),ad\bar{i},\bar{j}}$$

В случае образования трещин учет неравномерности высоты сжатой зоны по длине железобетонного элемента с трещинами на каждом этапе нагружения осуществляется переходом от среднего расчетного сечения к сечению с трещиной. Для сечения с трещиной осуществляется пересчет высоты сжатой зоны исходя из условий равновесия усилий и гипотезы плоских сечений для распределения относительных деформаций железобетонного элемента над трещиной. Уравнения напряженно-деформированного состояния нормального сечения с трещиной усиленного под нагрузкой увеличением поперечного сечения кососжатого железобетонного элемента без учета усадки дополнительного бетона имеют вид

$$\begin{aligned}
& \left(\frac{1}{r_{bc}} \right)_{x} \sum_{i=1}^k \sum_{j=1}^p E(t)_{(b,s)i,j} A_{(b,s)i,j} [x_{0,ad}(t) - x_{(b,s)i,j}] \cdot [x_{0,c}(t) - x_{(b,s)i,j}] + \\
& + \left(\frac{1}{r_{bad}} \right)_{x} \sum_{l=1}^{k_{ad}} \sum_{j=1}^{p_{ad}} E(t)_{(b,s)ad\bar{l},\bar{j}} A_{(b,s)ad\bar{l},\bar{j}} [x_{0,ad}(t) - x_{(b,s)ad\bar{l},\bar{j}}]^2 + \\
& + \sum_{i=k+1}^n \sum_{j=p+1}^m \bar{\sigma}(t)_{si,j} A_{si,j} [x_{0,ad}(t) - x_{si,j}] + \\
& + \sum_{\bar{l}=k_{ad}+1}^{n_{ad}} \sum_{j=p_{ad}+1}^{m_{ad}} \bar{\sigma}(t)_{sad\bar{l},\bar{j}} A_{sad\bar{l},\bar{j}} [x_{0,ad}(t) - x_{sad\bar{l},\bar{j}}] + \\
& + \varepsilon_{IN}(\bar{t}) \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^m E(t)_{(b,s)i,j} A_{(b,s)i,j} [x_{0,ad}(t) - x_{(b,s)i,j}] - \\
& - N(t) [x_{0,ad}(t) - e_{N_x}] = 0,
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
& \left(\frac{1}{r_{bc}} \right)_{y} \sum_{i=1}^k \sum_{j=1}^p E(t)_{(b,s)i,j} A_{(b,s)i,j} [y_{0,ad}(t) - y_{(b,s)i,j}] \cdot [y_{0,c}(t) - y_{(b,s)i,j}] + \\
& + \left(\frac{1}{r_{bad}} \right)_{y} \sum_{l=1}^{k_{ad}} \sum_{j=1}^{p_{ad}} E(t)_{(b,s)ad\bar{l},\bar{j}} A_{(b,s)ad\bar{l},\bar{j}} [y_{0,ad}(t) - y_{(b,s)ad\bar{l},\bar{j}}]^2 + \\
& + \sum_{i=k+1}^n \sum_{j=p+1}^m \bar{\sigma}(t)_{si,j} A_{si,j} [y_{0,ad}(t) - y_{si,j}] + \\
& + \sum_{\bar{l}=k_{ad}+1}^{n_{ad}} \sum_{j=p_{ad}+1}^{m_{ad}} \bar{\sigma}(t)_{sad\bar{l},\bar{j}} A_{sad\bar{l},\bar{j}} [y_{0,ad}(t) - y_{sad\bar{l},\bar{j}}] + \\
& + \varepsilon_{IN}(\bar{t}) \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^m E(t)_{(b,s)i,j} A_{(b,s)i,j} [y_{0,ad}(t) - y_{(b,s)i,j}] - N(t) [y_{0,ad}(t) - e_{N_y}] = 0, \quad (3.14)
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
& \left(\frac{1}{r_{bad}} \right)_{x} \sum_{i=1}^{k_{ad}} \sum_{j=1}^{p_{ad}} E(t)_{(b,s)ad\bar{l},\bar{j}} A_{(b,s)ad\bar{l},\bar{j}} [x_{0,ad}(t) - y_{(b,s)ad\bar{l},\bar{j}}] + \\
& + \left(\frac{1}{r_{bad}} \right)_{y} \sum_{i=1}^{k_{ad}} \sum_{j=1}^{p_{ad}} E(t)_{(b,s)ad\bar{l},\bar{j}} A_{(b,s)ad\bar{l},\bar{j}} [y_{0,ad}(t) - y_{(b,s)ad\bar{l},\bar{j}}] + \\
& + \left(\frac{1}{r_{bc}} \right)_{x} \sum_{i=1}^k \sum_{j=1}^p E(t)_{(b,s)i,j} A_{(b,s)i,j} [x_{0,c}(t) - x_{(b,s)i,j}] + \\
& + \left(\frac{1}{r_{bc}} \right)_{y} \sum_{i=1}^k \sum_{j=1}^p E(t)_{(b,s)i,j} A_{(b,s)i,j} [y_{0,c}(t) - y_{(b,s)i,j}]
\end{aligned}$$

$$+ \sum_{i=k+1}^n \sum_{j=p+1}^m \bar{\sigma}(t)_{sl,j} A_{sl,j} + \sum_{\bar{l}=k_{ad}+1}^{n_{ad}} \sum_{j=p_{ad}+1}^{m_{ad}} \bar{\sigma}(t)_{sad\bar{l},\bar{j}} A_{sad\bar{l},\bar{j}} = 0,$$

$$\varepsilon_{(b,s)\bar{i},j}(t) = \left(\frac{1}{r_{bc}}\right)_x [x_{0,bc}(t) - x_{(b,s)\bar{i},j}] + \left(\frac{1}{r_{bc}}\right)_y [y_{0,bc}(t) - y_{(b,s)\bar{i},j}] + \varepsilon_{IN}(\bar{t}) + \bar{\varepsilon}_N(t),$$

$$\varepsilon_{(b,s)\bar{i},j}(t) = \left(\frac{1}{r_{bad}}\right)_x [x_{0,bad}(t) - x_{(b,s)ad\bar{i},\bar{j}}] + \left(\frac{1}{r_{bad}}\right)_y [y_{0,bad}(t) - y_{(b,s)ad\bar{i},\bar{j}}] + \bar{\varepsilon}_N(t),$$

$$\varepsilon_{IN}(\bar{t}) = \frac{N(\bar{t})}{\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^m E_{(b,s)\bar{i},j}(\bar{t}) A_{(b,s)\bar{i},j}}, \quad \varepsilon_{Nycad}(t) = \frac{N(t) - \varepsilon_{IN}(\bar{t}) \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^m E_{(b,s)\bar{i},j}(t) A_{(b,s)\bar{i},j}}{\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^m E_{(b,s)\bar{i},j}(t) A_{(b,s)\bar{i},j} + \sum_{l=k_{ad}+1}^{n_{ad}} \sum_{j=p_{ad}+1}^{m_{ad}} E_{s,ad,j}(t) A_{s,ad,j}},$$

$$\left(\frac{1}{r_{bc}}\right)_x = \frac{\varepsilon_{b(x=b)}(t)/\Psi_b}{x_{0,bc}(t)}, \quad \left(\frac{1}{r_{bad}}\right)_x = \left(\frac{1}{r_{ad}}\right)_x / \Psi_b, \quad x_{0,bad}(t) = x_{0,ad}(t),$$

$$\left(\frac{1}{r_{bc}}\right)_y = \frac{\varepsilon_{b(y=h)}(t)/\Psi_b}{y_{0,bc}(t)}, \quad \left(\frac{1}{r_{bad}}\right)_y = \left(\frac{1}{r_{ad}}\right)_y / \Psi_b, \quad y_{0,bad}(t) = y_{0,ad}(t),$$

$$E_{(b,s)\bar{i},j}(t) = f[\varepsilon_{(b,s)\bar{i},j}(t)], \quad E_{(b,s)ad\bar{i},\bar{j}}(t) = f[\varepsilon_{(b,s)ad\bar{i},\bar{j}}(t)],$$

где $\bar{\sigma}_{sl,j}(t), \bar{\sigma}_{s,ad\bar{i},\bar{j}}(t)$ -напряжения в стержнях арматуры основного и дополнительного сечения, пересекаемых трещиной; $\varepsilon_{b(y=h)}(t), \varepsilon_{b(x=b)}(t)$ -относительные деформации крайнего сжатого волокна основной части в точках с координатами соответственно $(x_{0,c}, h), (b, y_{0,c})$, определяемые при расчете среднего расчетного сечения; $\left(\frac{1}{r_{bc}}\right)_x, x_{0,bc}(t)$ и $\left(\frac{1}{r_{bc}}\right)_y, y_{0,bc}(t)$ -кривизна основного сечения над трещиной и расстояние от принятой оси до центра изгиба основного сечения соответственно в плоскости оси x и y ; $\left(\frac{1}{r_{bad}}\right)_x, x_{0,bad}(t)$ и $\left(\frac{1}{r_{bad}}\right)_y, y_{0,bad}(t)$ -кривизна дополнительного сечения над трещиной и расстояние от принятой оси до центра изгиба основного сечения соответственно в плоскости оси x и y . Параметр времени t в обозначениях кривизн в формулах (3.14) условно не показан.

Полученная система уравнений устанавливает взаимосвязь между внутренними усилиями в рассматриваемый момент времени и параметрами напряженно-деформированного состояния нормального

сечения с трещиной железобетонного элемента, усиленного увеличением поперечного сечения. При этом учитываются предыстория наружения, физическая нелинейность, ползучесть и усадка бетона, перераспределение усилий в сечении.

При расчете напряженно-деформированного состояния усиленных железобетонных конструкций при кратковременном нагружении параметр t , входящий в формулы (3.1 ... 3.14) можно считать формальным параметром, не привязанным к реальному времени.

Напряженно-деформированное состояние изгибаемых железобетонных элементов до усиления и после усиления под нагрузкой путем наращивания в сжатой зоне показано на рис.3.1, то же, в растянутой зоне - на рис.3.2, при усилении внерадиально сжатых элементов железобетонной обоймой - на рис.3.3, при усилении кососжатых железобетонных элементов - на рис.3.4.

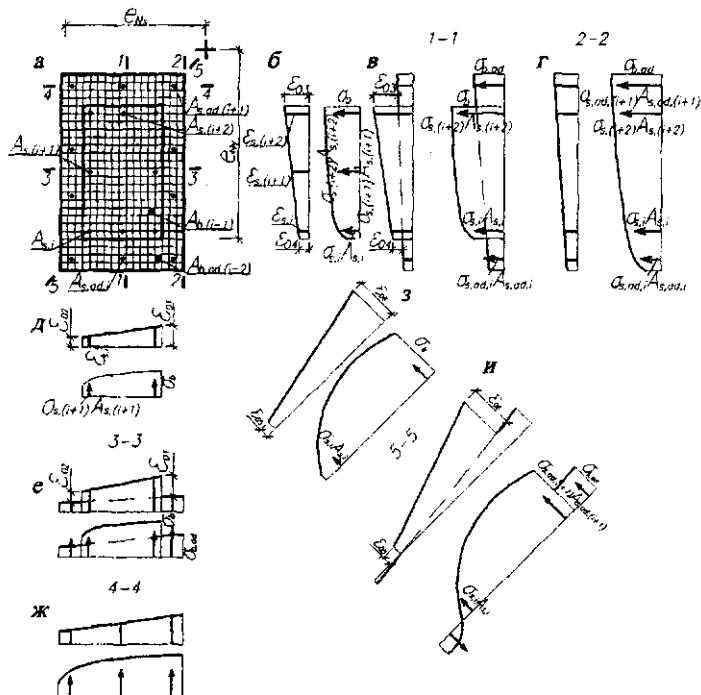


Рис. 3.4. Расчетное сечение кососжатого железобетонного элемента при усилении железобетонной обоймой (а) и распределение деформаций и напряжений:
б, д, з – перед усилением; в, г, е, ж, и – после усиления под нагрузкой

Работа усиленных железобетонных конструкций связана с перераспределением усилий в нормальном сечении, состоящим из двух составляющих с различными прочностными, деформационными и реологическими характеристиками материалов.

При этом изменяется характер работы отдельных слоев конструкции. Так при большой толщине наращивания в сжатой зоне при усилении под нагрузкой бетон сжатой зоны основного сечения при увеличении внешней нагрузки разгружается и может подвергаться растяжению. Сжатая зона усиленной под нагрузкой или с частичным разгружением может состоять из двух зон: в основном и дополнительном сечении. При усилении наращиванием в растянутой зоне с установкой дополнительной арматуры отдельные слои бетона вблизи нейтральной линии, испытывающие растяжение в момент усиления, при увеличении нагрузки после усиления начинают работать на сжатие.

Для описания зависимости $\sigma_b(t) = f[\varepsilon_b(t)]$ для бетона основного сечения после усиления используются с учетом ветвей разгрузки те же диаграммы деформирования при кратковременном нагружении и диаграммы-изохроны при новом режиме длительного нагружения. С момента усиления в расчет вводится новая зависимость, соответствующая этому режиму, относительные деформации ползучести которой согласно принципа суперпозиции [120] получаются суммированием относительных деформаций ползучести, вызванных соответствующими приращениями напряжений, с относительными деформациями ползучести прежней зависимости, соответствующими суммарным напряжениям (рис.3.5).

Если железобетонная конструкция, находящаяся под длительным силовым воздействием, после усиления под нагрузкой догружается кратковременной нагрузкой, то в диаграммах деформирования бетона усиливаемой конструкции должно быть учтено изменение физико-механических свойств бетона вследствие предыстории нагружения до усиления. Изменения свойств бетона связано с природой ползучести, деструктивными процессами при увеличении нагрузки и перемене ее знака. Учет предыстории нагрузления бетона производится трансформированием принятой для кратковременного нагружения диаграммы путем умножения параметров $R_b, R_{bt}, E_b, E_{bt}, \varepsilon_{Rc}, \varepsilon_{Rt}$, входящих в зависимость, на коэффициенты условий работы γ_i . Значения коэффициентов γ_i получены Л.П. Макаренко [88] путем обработки большого количества экспериментальных данных испытания бетонов при кратковременном одноосном центральном сжатии и растяжении в результате предшествовавшего длительного действия вдоль той же оси сжимающей и растягивающей нагрузки различной начальной

интенсивности $\eta_{\tau}^{c,t} = \sigma_{c,t}(\bar{t}) / R_{b(c,t)}$. С учетом изложенного параметры $R_b, R_{bt}, E_b, E_{bt}, \varepsilon_{Rc}, \varepsilon_{Rt}$ можно записать в виде

$$\begin{aligned}
 R_b(\eta_{\tau}^c) &= \gamma_1 R_b = \left[2(1 - \eta_{\tau}^c)^{0.25} - (1 - \eta_{\tau}^c) \right] R_b, & R_b(\eta_{\tau}^t) &= \gamma_3 R_b = \left[(1 - 0.23 \eta_{\tau}^t)^{0.25} \right] R_b, \\
 R_{bt}(\eta_{\tau}^t) &= \gamma_2 R_{bt} = \left[1.75(1 - \eta_{\tau}^t)^{0.25} - 0.75(1 - \eta_{\tau}^t) \right] R_{bt}, & R_{bt}(\eta_{\tau}^c) &= \gamma_4 R_{bt} = \left[(1 - \eta_{\tau}^c)^{0.4} \right] R_{bt}, \\
 E_b(\eta_{\tau}^c) &= \gamma_5 E_b = \left[3.5(1 - \eta_{\tau}^c)^{0.5} - 2.5(1 - \eta_{\tau}^c) \right] E_b, & E_b(\eta_{\tau}^t) &= \gamma_7 E_b = \left[(1 - 0.15 \eta_{\tau}^t) E_b \right], \\
 E_{bt}(\eta_{\tau}^t) &= \gamma_8 E_{bt} = \left[2.5(1 - \eta_{\tau}^t)^{0.5} - 1.5(1 - \eta_{\tau}^t) \right] E_{bt}, & E_{bt}(\eta_{\tau}^c) &= \gamma_8 E_{bt} = \left[(1 - \eta_{\tau}^c)^{0.25} \right] E_{bt}, \quad (3.15) \\
 \varepsilon_{Rc}(\eta_{\tau}^c) &= \gamma_9 \varepsilon_{Rc} = \left[(1 - \eta_{\tau}^c)^{0.5} \right] \varepsilon_{Rc}, & \varepsilon_{Rt}(\eta_{\tau}^t) &= \gamma_{10} \varepsilon_{Rt} = \left[2.6(1 - \eta_{\tau}^t)^{0.4} - 1.6(1 - \eta_{\tau}^t) \right] \varepsilon_{Rt}, \\
 \varepsilon_{Rc}(\eta_{\tau}^t) &= \gamma_{11} \varepsilon_{Rc} = \left[(1 - 0.525 \eta_{\tau}^t) \varepsilon_{Rc} \right], & \varepsilon_{Rt}(\eta_{\tau}^c) &= \gamma_{12} \varepsilon_{Rt} = \left[2.25(1 - \eta_{\tau}^c)^{0.25} - 1.25(1 - \eta_{\tau}^c) \right] \varepsilon_R
 \end{aligned}$$

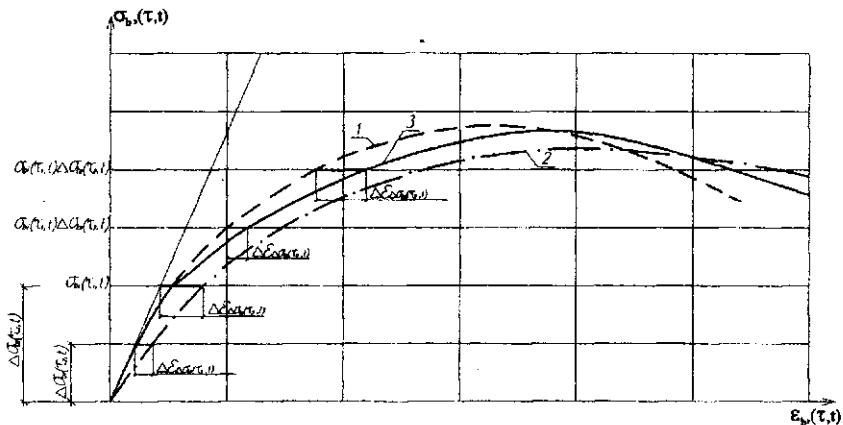


Рис. 3.5. Диаграммы деформирования бетона основного сечения железобетонного элемента после усиления при длительном действии нагрузки:

1 – при режиме нагружения до усиления; 2 – при режиме нагружения после усиления; 3 – расчетная диаграмма

В формулах (3.15) индекс c соответствует сжатию, индекс t – растяжению.

Усиление сжатых железобетонных элементов увеличением поперечного сечения с установкой дополнительной косвенной арматуры, ограничивающей поперечные деформации бетона в пределах ядра сечения, применяется, как правило, для элементов

малой гибкости круглого или многоугольного сечения. На рис.1.7 приведены эффективные методы усиления сжатых элементов квадратного сечения путем установки дополнительной косвенной арматуры. Экспериментально установлено повышенное сопротивление сжатию и повышенная деформативность бетона внутри ядра, ограниченного спиральной или кольцевой арматурой.

При расчете напряженно-деформированного состояния нормального сечения железобетонных элементов, усиленных косвенным армированием дополнительной спиральной или кольцевой арматурой, на основе деформационной модели необходимо учитывать влияние данного фактора на свойства бетона ядра сечения. В работах [90, 91, 100] приводятся зависимости для параметров диаграмм деформирования бетона с учетом косвенного армирования сварными поперечными сетками. Так, увеличение процента поперечного армирования от 0 до 0.054 вызывает повышение прочности бетона в 3 раза, при этом относительные деформации в вершине диаграммы бетона увеличиваются в 7 раз (рис. 3.6).

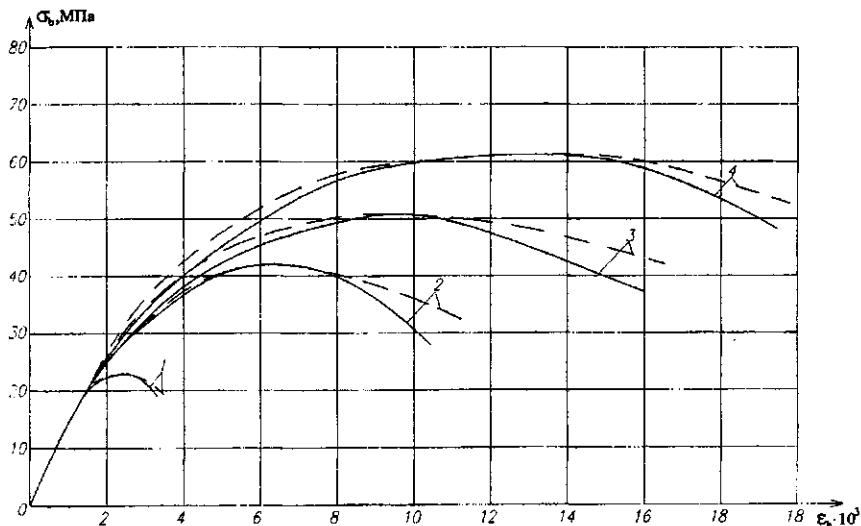


Рис. 3.6. Диаграммы деформирования бетона при процентах косвенного армирования:

1- 0%; 2-2%; 3-3.1%; 4-5.4% при сжатии _____ опытные данные по [90], - - - - расчет по формуле (2.18) с учетом изменения координат вершин диаграмм

В действующих нормах [22, 134] учет влияния косвенного армирования спиральной и кольцевой арматурой на прочностные свойства бетона производится по зависимости

$$R_{b,red} = R_b + 2\mu_{cir} R_{s,cir} \left(1 - \frac{7.5e_o}{d_{ef}} \right), \quad (3.16)$$

где μ_{cir} - процент армирования спиральной или кольцевой арматурой, вычисляется по формуле

$$\mu_{cir} = \frac{4A_{s,cir}}{d_{ef} \cdot s} \leq 0.04. \quad (3.17)$$

$R_{s,cir}$ и $A_{s,cir}$ - расчетное сопротивление и площадь поперечного сечения кольцевой или спиральной арматуры, d_{ef} - диаметр ядра сечения, s - шаг спирали, e_o - эксцентриситет сжимающей силы (без учета влияния прогиба).

Относительные деформации в вершине диаграммы бетона, усиленного косвенным армированием кольцевой или спиральной арматурой можно определять по модифицированной формуле работы [104]

$$\varepsilon_{Rc,red} = \varepsilon_{Rc} + 0.02\psi_{red}, \quad (3.18)$$

где ε_{Rc} - относительные деформации в вершине диаграммы бетона без усиления косвенной арматурой, ψ_{red} - коэффициент, вычисляемый по формуле

$$\psi_{red} = \frac{\mu_{cir} R_{s,cir}}{R_b} \left(1 - \frac{7.5e_o}{d_{ef}} \right). \quad (3.19)$$

При усилении под нагрузкой железобетонных элементов установкой дополнительной косвенной арматуры при напряжениях в бетоне в момент усиления, не превышающих его призменную прочность, также справедливы принятые расчетные зависимости (3.16) и (3.19). Это объясняется тем, что косвенная арматура начинает эффективно работать только при резком увеличении объема, которое наблюдается только перед разрушением, когда продольные деформации бетона соответствуют нисходящей ветви. В работе [32] отмечается, что коэффициент поперечных деформаций бетона, в отличии от металла, не является постоянной величиной. При малых уровнях напряжений он равен 0.15...0.25, с ростом напряжений монотонно увеличивается, достигая при уровне призменной прочности значений 0.6...0.8, а на нисходящем участке диаграммы, когда бетон центрально сжатых железобетонных элементов разделяется продольными трещинами, еще больших значений.

Для бетона основного и дополнительного сечения усиленной железобетонной конструкции, за пределами ядра, ограничен-

ного кольцевой или спиральной арматурой, принимаются диаграммы деформирования, описанные в главе 2.

Распределение относительных деформаций и напряжений в нормальном сечении сжатого железобетонного элемента, усиленного установкой дополнительной косвенной арматуры, приведено на рис. 3.7.

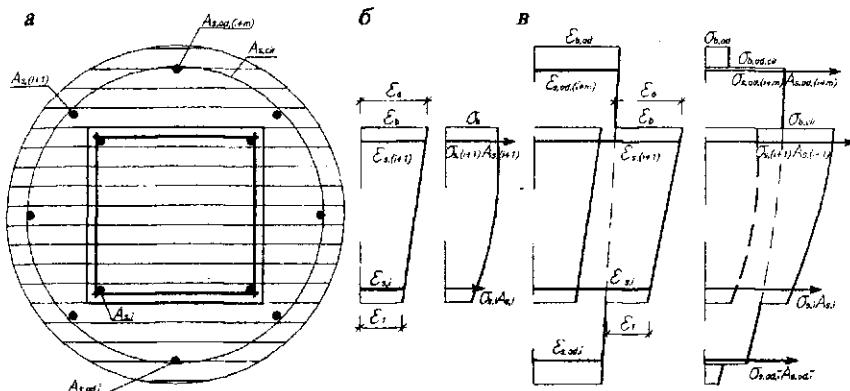


Рис. 3.7. Расчетное сечение (а) и распределение деформаций и напряжений железобетонного элемента, усиленного косвенным армированием:
б – перед усилением под нагрузкой; в – после усиления

В случае наличия податливости шва сопряжения усиливаемой и усиливающей частей применение гипотезы плоских сечений в известной постановке к усиленному нормальному сечению железобетонного элемента вносит в расчет существенную погрешность. Величина погрешности зависит от степени податливости контакта, соотношения деформационных параметров усиливаемой и усиливающей частей железобетонного элемента.

Рассмотрим для примера изгибающий железобетонный элемент, усиленный под нагрузкой наращиванием в сжатой зоне, с распределением изгибающего момента от внешней нагрузки по длине в виде $M(z)$, z – координата сечения элемента. Систему уравнений (3.1) напряженно-деформированного состояния нормального сечения железобетонного элемента, усиленного в сжатой зоне, можно записать в измененном виде. Для этого в момент времени t рассматривается отдельно основная и дополнительная часть сечения z , по контакту которых действует сдвигающее усилие T .

$$\begin{aligned}
& \int_{A_b} E_{bi}(t) \varepsilon_{bi}(t) [y_{0,ad} - y_{bi}] dA + \sum_{i=k+1}^n E_{si}(t) \varepsilon_{si}(t) A_{si} [y_{0,ad} - y_{si}] + \\
& + \int_{A_{b,ad}} E_{b,ad\bar{i}}(t) \varepsilon_{b,ad\bar{i}}(t) [y_{0,ad} - y_{b,ad\bar{i}}] dA + \\
& + \sum_{\bar{i}=k_{ad}+1}^{n_{ad}} E_{s,ad\bar{i}}(t) \varepsilon_{s,ad\bar{i}}(t) A_{s\bar{i}} [y_{0,ad} - y_{s,ad\bar{i}}] - M(t) - \Delta M(t) = 0, \\
& \int_{A_b} E_{bi}(t) \varepsilon_{bi}(t) dA + \sum_{i=k+1}^n E_{si}(t) \varepsilon_{si}(t) A_{si} + T(t) = 0, \quad (3.20)
\end{aligned}$$

$$\int_{A_{b,ad}} E_{b,ad\bar{i}}(t) \varepsilon_{b,ad\bar{i}}(t) dA + \sum_{\bar{i}=k_{ad}+1}^{n_{ad}} E_{s,ad\bar{i}}(t) \varepsilon_{s,ad\bar{i}}(t) A_{s\bar{i}} - T(t) = 0,$$

После усиления сечение железобетонного элемента с податливым контактным швом не работает как единое целое. Это означает, что приращение деформаций в усиливаемой и усиливающей частях на уровне контактного шва будет неодинаковым. Разность приращений деформаций в усиливаемой и усиливающей частях в сечении после усиления будет равна приращению деформаций сдвига.

Основной характеристикой контактного шва на рассматриваемом участке является зависимость между усилием (или его приращением), возникающим в шве и соответствующими ему деформациями взаимного сдвига. При небольших деформациях эта зависимость можно принимать линейной. В этом случае коэффициент жесткости связей определяется по формуле

$$\zeta(t) = \frac{T(t)_c \cdot m}{\Delta(t)}, \quad (3.21)$$

где $T(t)_c$ - сдвигающее усилие, приходящееся на одну связь, m - число связей, на единицу длины шва, $\Delta(t)$ - деформации взаимного сдвига усиливаемой и усиливающей частей железобетонного элемента.

Диаграмма “ $\tau - \Delta$ ” может быть представлена в виде нелинейной зависимости [51, 95]. Исходя из этого в расчете используется секущий коэффициент жесткости связей.

Условие совместности деформирования в контактном шве представляется в виде

$$\frac{d\Delta(t)}{dz} = \varepsilon(t)_{y=h,(ad)} - [\varepsilon(t)_{y=h,c} - \varepsilon(\bar{t})_{y=h}]. \quad (3.22)$$

С учетом того, что приращение сдвигающего усилия на участке по длине элемента равно касательным напряжениям на данном участке условие (3.22) после преобразований имеет вид

$$\begin{aligned} \frac{d}{dz} \left[\frac{T(t, z)}{\zeta(t, z)} \right] &= \frac{1}{r_{ad}} (t, z) [y_{0,ad}(t, z) - h] - \frac{1}{r_c} (t, z) [y_{0,c}(t, z) - h] + \frac{1}{r} (\bar{t}, z) [y_0(\bar{t}, z) - h] = \\ &= \frac{1}{r_{ad}} (t, z) y_{0,ad}(t, z) - \frac{1}{r_c} (t, z) y_{0,c}(t, z) + \frac{1}{r} (\bar{t}, z) y_0(\bar{t}, z) = \\ &= \frac{1}{r_{ad}} (t, z) [y_{0,ad}(t, z) - y_{0,c}(t, z)] - \frac{1}{r} (\bar{t}, z) [y_{0,c}(t, z) - y_0(\bar{t}, z)] \end{aligned} \quad (3.23)$$

Если принять, что усилие железобетонного элемента производилось в начальный момент времени $t = \bar{t} = 0$ при $\varepsilon(\bar{t}) = 0$, $\frac{1}{r_c}(t) = \frac{1}{r_{ad}}(t)$ с учетом упругой работы связей сдвига, то дифференциальное уравнение для контактного шва можно записать в следующем виде

$$\frac{d}{dz} \left[\frac{T'(t, z)}{\zeta(t, z)} \right] = \frac{1}{r_{ad}} (t, z) [y_{0,c}(t, z) - y_{0,ad}(t, z)]. \quad (3.24)$$

С учетом следующих обозначений

$$\gamma(t, z) = \frac{[y_{0,c}(t, z) - y_{0,ad}(t, z)]^2}{\sum_{l=1}^{n_s} E_{(b,s)k}(t, z) A_{(b,s)k} [y_{0,c}(t, z) - y_{(b,s)k}]^2 + \sum_{l=1}^{n_{ad}} E_{(b,s)ad}(t, z) A_{(b,s)ad} [y_{0,ad}(t, z) - y_{(b,s)ad}]^2}, \quad (3.25)$$

$$\Delta_c(t, z) = \frac{M^o(t, z) \gamma(t, z)}{y_{0,c}(t, z) - y_{0,ad}(t, z)},$$

$$M^o(t, z) = M(t, z) - T(t, z) [y_{0,c}(t, z) - y_{0,ad}(t, z)], \quad (3.26)$$

уравнение (3.23) принимает вид

$$T''(t, z) - \gamma(t) \cdot \zeta(t, z) \cdot T(t, z) - \zeta(t, z) \cdot \Delta_c(t, z) = 0. \quad (3.27)$$

Если рассматривать время t как формальный параметр, то полученное уравнение (3.27) представляет собой условие равновесия в шве сопряжения, используемое в теории составных стержней А.Р. Ржаницына [129], разработанной для упругих стержневых конструкций.

Общее решение дифференциального уравнения (3.27) для изгибаемых конструкций имеет вид

$$T(t) = C_1 \cdot sh(\lambda \cdot z) + C_2 \cdot ch(\lambda \cdot z) + \frac{\zeta}{\lambda} \cdot \int_0^z \Delta_c \cdot sh[\lambda \cdot (z - \xi)] d\xi, \quad (3.28)$$

тогда касательные напряжения по длине усиленного элемента могут определяться дифференцированием выражения (3.28)

$$\tau(z) = T'(z) = \lambda \cdot C_1 \cdot ch(\lambda \cdot z) + \lambda \cdot C_2 \cdot sh(\lambda \cdot z) + \zeta \int_0^z \Delta_c \cdot ch[\lambda \cdot (z - \xi)] d\xi, \quad (3.29)$$

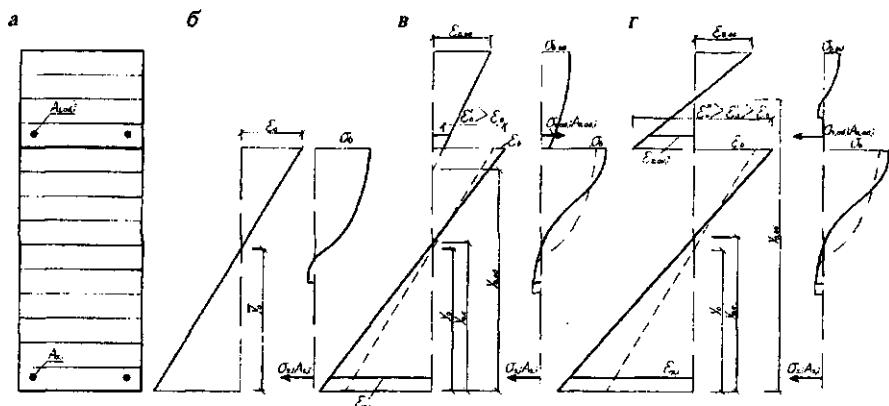


Рис. 3.8. Расчетное сечение (а) и распределение относительных деформаций и напряжений в нормальном сечении изгибающегося железобетонного элемента, усиленного наращиванием в сжатой зоне:
б – перед усилением; в – после усиления под нагрузкой со связями сдвига конечной жесткости; г – после усиления под нагрузкой при отсутствии связей сдвига

Здесь C_1, C_2 – произвольные постоянные, определяемые из граничных условий (например, при равномерно распределенной нагрузке и отсутствии упоров по концам $T(t, l/2) = 0, T(t, 0) = 0$), ζ – вспомогательная переменная, по которой производится интегрирование, $\lambda = \sqrt{\zeta \cdot \gamma}$.

Система интегрально-дифференциальных уравнений, состоящая из (3.20) и (3.27) сводится к нелинейной системе трансцендентных уравнений в разностной форме относительно неизвестных величин $T(t, z)$, $1/r_c(t, z)$, $1/r_{ad}(t, z)$, $y_{0,c}(t, z)$, $y_{0,ad}(t, z)$. Полученная система решается методом Ньютона.

Распределение относительных деформаций и напряжений в нормальном сечении изгибающегося железобетонного элемента, усиленного наращиванием в сжатой зоне, с учетом податливости контактного шва приведено на рис. 3.8.

3.2. Расчет прочности контактного шва

Усиление железобетонных конструкций эксплуатируемых строительных сооружений увеличением поперечного сечения элементов предполагает обеспечение совместной работы усиливаемой и усиливающей частей конструкции по всей длине.

Существующие методы расчета прочности контактного шва в области сборно-монолитных конструкций [114, 116] и усиления конструкций [125, 145] предусматривают обеспечение прочности контактного шва при помощи конструктивных и технологических мероприятий, позволяющих при расчете ограничиться проверкой прочности шва в предельном состоянии по нормальному сечению и близлежащему к опоре наклонному сечению по условию

$$T \leq T_u, \quad (3.30)$$

где T - сдвигающее усилие в контактном шве от внешней нагрузки,

T_u - предельное сдвигающее усилие, воспринимаемое контактным швом.

При этом сдвигающее усилие в контактном шве от внешней нагрузки в предельном состоянии в общем случае определяется из условия равновесия сил в сечении с учетом одновременного достижения расчетных сопротивлений бетона или арматуры усиливаемого элемента и предельной прочности шва

$$T = \frac{M_o + Q_o c - P_i y_i - 0.5 q c^2 - 0.5 q_{sw} c^2 - R_s A_s z_s}{z_{s,ad}}, \quad (3.31)$$

где M_o, Q_o - соответственно изгибающий момент и поперечная сила в сечении, проходящем через начало наклонного сечения в растянутой зоне,

P_i, y_i - сосредоточенные нагрузки в пределах наклонного сечения и расстояния от их места приложения до конца наклонного сечения в сжатой зоне.

Длина проекции расчетного наклонного сечения для усиливаемой конструкции с поперечным армированием интенсивностью q_{sw} определяется по формуле

$$c = \frac{Q_o - \sum P_i}{q_{sw} + q}. \quad (3.32)$$

Длина проекции расчетного наклонного сечения для усиливаемой конструкции без поперечной арматуры, загруженной равномерно распределенной нагрузкой q , определяется по формуле

$$c = \sqrt{\frac{\Phi_b 4 R_{bt} b h_0^2}{q}}. \quad (3.33)$$

Полученное значение c принимается не менее h_0 и не более $2.5h_0$ - для балочных конструкций, не более $2h_0$ - для сплошных плит без свободных боковых краев шириной $b > 5h$. При действии на усиливаемую конструкцию сосредоточенных сил концы расчетных наклонных сечений в сжатой зоне находятся в местах приложения этих сил.

При расчете в общем случае, согласно [116], рассматривается ряд положений конца наклонного сечения у сжатой грани. Далее, при различном фиксированном положении конца наклонного сечения рассматриваются ряд положений начала наклонного сечения у растянутой грани при различной длине проекции наклонного сечения.

Использование деформационной модели для расчета нормального сечения железобетонных элементов позволяет получить метод расчета прочности контактного шва на любой стадии работы усиленной конструкции от момента усиления до полного разрушения, предусмотреть случай первоначального разрушения контактного шва до достижения предельного состояния усиленной конструкции по прочности растянутой или сжатой зоны.

Для этого в зависимости от степени податливости контактного шва будем рассматривать два случая расчета. Первый случай относится к абсолютно жестким швам сопряжения, податливостью которого можно пренебречь в расчете. К таким швам можно отнести шпоночное соединение, kleевое соединение на основе эпоксидных клеев, соединение за счет устройства шероховатостей и насечки поверхности. Второй случай контактных швов характеризуется податливостью, влиянием которой в расчете пренебречь нельзя - сопряжение усиливаемых и усиливающих элементов посредством дополнительной поперечной арматуры, арматурных анкеров, работающих на изгиб.

При жестких швах сопряжения, как отмечалось выше, для принятого расчетного сечения считается справедливой гипотеза плоских сечений в известной постановке В.И. Мурашева - Я.М. Немировского отдельно для деформаций усиливаемого и усиливающего элемента, а также для приращения деформаций после усиления всего усиленного элемента.

Расчет прочности шва железобетонных элементов, усиленных под нагрузкой, производится в два этапа. На первом этапе железобетонный элемент до усиления разбивается по длине на ряд ступеней, на границах которых в соответствии с главой 2 оп-

ределяются параметры напряженно-деформированного состояния нормальных сечений. На втором этапе на границах ступеней рассматривается усиленный железобетонный элемент. В соответствии с полученными в параграфе 3.1 уравнениями напряженно-деформированного состояния усиленных элементов в рассматриваемый момент времени t для каждого расчетного сечения определяется распределение напряжений в дополнительном сечении. Вычисляется значение сдвигающего усилия в p -том сечении по формуле

$$[T(t)_c]_p = \sum_{\bar{i}=1}^{n_{ad}} \sum_{\bar{j}=1}^{m_{ad}} \sigma(t)_{(b,s)ad\bar{i},\bar{j}} A_{(b,s)ad\bar{i},\bar{j}} \quad (3.34)$$

Проверяется условие (3.30). Предельное сдвигающее усилие, воспринимаемое контактным швом, зависит от площади контакта. Длина контактного шва, для которой определяется T_u , равно расстоянию от конца конструкции на свободной опоре до рассматриваемого сечения. Критерием разрушения контактного шва является невыполнение условия (3.30) хотя бы для одного из сечений. Это влечет за собой хрупкое разрушение усиленной конструкции от взаимного сдвига усиливающей и усиливаемой частей сечения.

Распределение сдвигающего усилия по длине конструкции зависит от схемы ее нагружения. Распределение связей по длине контактного шва целесообразно проектировать в соответствии с эпюрой касательных напряжений по длине конструкции (рис.3.9). Для усиленных элементов возможно разрушение контактного шва не по всей длине конструкций, а на отдельных участках, не выходящих на торец усиленной конструкции. Это не является полным разрушением контактного шва, но повышает деформативность сжатой или растянутой зоны железобетонного элемента, свидетельствует об изменении расчетной схемы нормального сечения на этих участках.

При совместном действии изгибающего момента и поперечных сил в усиленном элементе возможно образование наклонных трещин. Разрушение железобетонного элемента по наклонной трещине может происходить по растянутой (при достижении предельной прочности продольной арматуры или нарушении ее анкеровки) или сжатой зоне (при достижении предельной прочности поперечной арматуры и сжатой зоны над вершиной наклонной трещины). Длина контактного шва в растянутой зоне при этом уменьшается на длину проекции наклонной трещины.

Рассмотрим припорную часть железобетонного элемента без поперечной арматуры, отсеченную наклонным сечением

(рис.3.10). В качестве условия совместности деформирования принимается плоский поворот при опорной части элемента вокруг оси, проведенной через вершину наклонной трещины, совпадающей с нижней границей сжатой зоны в нормальном сечении, проходящем через вершину наклонной трещины, аналогично [47, 52, 152].

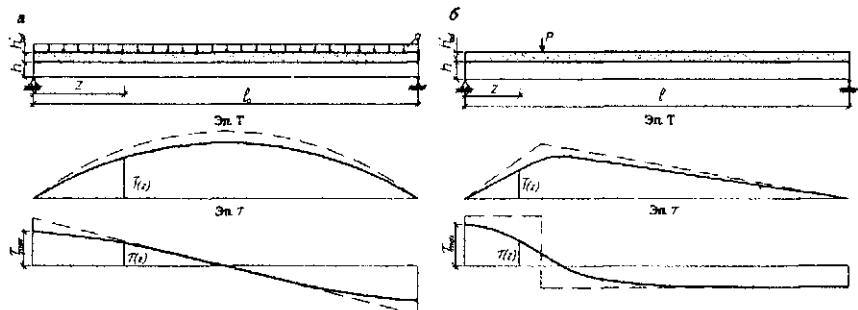


Рис. 3.9 Распределение сдвигающего усилия и касательных напряжений по длине контакта основного и дополнительного сечения усиленного элемента при разгрузении:
 a – равномерно распределенной нагрузкой; b – сосредоточенной силой; --- – при абсолютно жестких связях сдвига; — – при податливых связях сдвига

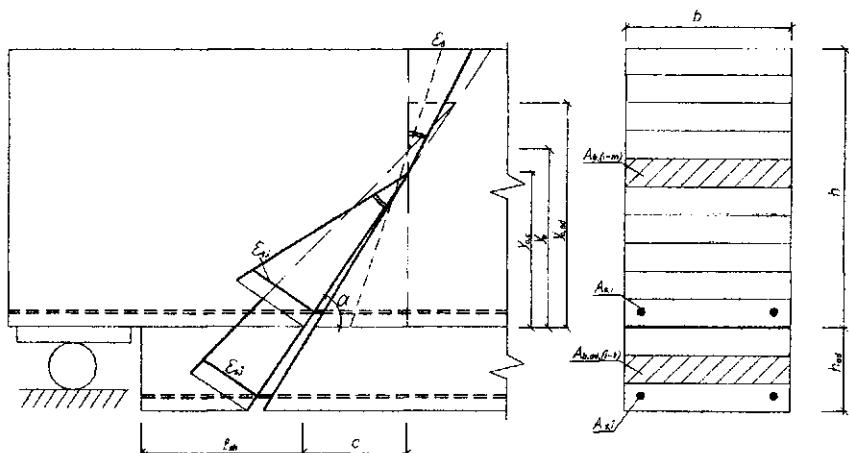


Рис. 3.10. Расчетная схема железобетонного элемента, усиленного в растянутой зоне, при разрушении по наклонному сечению от действия изгибающего момента

С учетом наличия усиливаемой и усиливающей части сечения, условий равновесия усилий и условий совместности деформирования в момент времени t уравнения напряженно-деформированного состояния наклонного сечения изгибающей железобетонной конструкции, усиленной наращиванием в растянутой зоне, имеют вид

$$\begin{aligned} & \left(\sum_i \sigma_{(b,s)i}(t) A_{(b,s)i} y_{(b,s)i} \right)_{y_{(b,s)i} > y_{0,c}} + \left(\sum_i \sigma_{bi}(t) \frac{A_{bi}}{\sin^2 \alpha} y_{bi} \right)_{y_{bi} \leq y_{0,c}} + \sum_i \sigma_{si}(t) A_{si} \frac{y_{si}}{\sin \alpha} + \\ & + \sum_{i=1}^{k_{ad}} \sigma_{b,ad\bar{i}}(t) \frac{A_{b,ad\bar{i}}}{\sin^2 \alpha} y_{b,ad\bar{i}} + \sum_{i=k_{ad}+1}^{n_{ad}} \sigma_{s,ad\bar{i}}(t) A_{s\bar{i}} \frac{y_{s,ad\bar{i}}}{\sin \alpha} - M(\bar{t}) - \Delta M(t) = 0, \\ & \left(\sum_i \sigma_{bi}(t) A_{bi} \right)_{y_{bi} > y_{0,c}} + \left(\sum_i \sigma_{bi}(t) \frac{A_{bi}}{\sin \alpha} \right)_{y_{bi} \leq y_{0,c}} + \sum_{i=k+1}^n \sigma_{si}(t) A_{si} + \\ & + \sum_{i=1}^{k_{ad}} \sigma_{b,ad\bar{i}}(t) \frac{A_{b,ad\bar{i}}}{\sin \alpha} + \sum_{i=k_{ad}+1}^{n_{ad}} \sigma_{s,ad\bar{i}}(t) A_{s\bar{i}} = 0, \end{aligned} \quad (3.35)$$

$$\varepsilon_{(b,s)i}(t) = \varepsilon_{(b,s)i}(\bar{t}) + \tilde{\varepsilon}_{(b,s)i}(t),$$

$$\sigma_{bi}(t) = f[\varepsilon_{bi}(t)], \quad \sigma_{si}(t) = f[\varepsilon_{si}(t)], \quad \sigma_{b,ad\bar{i}}(t) = f[\varepsilon_{b,ad\bar{i}}(t)], \quad \sigma_{s,ad\bar{i}}(t) = f[\varepsilon_{s,ad\bar{i}}(t)],$$

где α - угол наклона сечения к горизонтальной оси железобетонного элемента, равен $\alpha = \arcsin(y_{0,c}/c)$, $M(\bar{t}), \Delta M(t)$ - соответственно изгибающий момент до усиления и его приращение после усиления в нормальном сечении, проходящем через вершину наклонной трещины.

Сдвигающее усилие в контактном шве определяется выражением

$$T(t)_c = \sum_i \sigma(t)_{b,ad\bar{i}} A_{b,ad\bar{i}} \sin \alpha + \sum_i \sigma(t)_{s,ad\bar{i}} A_{s,ad\bar{i}}. \quad (3.36)$$

Условие (3.30) проверяется для уменьшенной длины контактного шва. Для железобетонных элементов с поперечным армированием в общую систему уравнений (3.35) добавляются усилия в поперечной арматуре. Диаграммы деформирования продольной и поперечной арматуры, которую пересекает наклонная трещина и которая не перпендикулярна ей, трансформируются с учетом коэффициентов податливости продольной арматуры в поперечном направлении, поперечной арматуры в продольном направлении. Значения коэффициентов податливости могут быть получены из сопоставления результатов расчета с экспериментальными данными.

Кроме того, метод позволяет учесть податливость заделки арматуры в продольном направлении. Это особенно важно при

усиления растянутой зоны железобетонных элементов, когда дополнительная арматура приваривается к существующей, догружающей зону ее анкеровки. Податливость заделки арматуры в бетоне может быть определена в соответствии с разработанным М.М. Холмянским [151, 152] "нормальным" законом технической теории сцепления. Основные уравнения технической теории сцепления при выдергивании арматуры из бетона имеют вид:

$$\frac{x}{a} = \int_{\alpha g_x}^{\alpha g_o} \left[\ln^2(1+t) - \ln^2(1+\alpha \cdot g_l) \right]^{\frac{1}{2}} dt, \quad (3.37)$$

$$\frac{\sigma_o}{k} = \ln^2(1+\alpha \cdot g_o) - \ln^2(1+\alpha \cdot g_l), \quad (3.38)$$

$$k = \sqrt{\frac{4BE_s}{\alpha \cdot d(1+n\mu)}}, \quad a = \frac{E_s}{\alpha \cdot k(1+n\mu)}. \quad (3.39)$$

После преобразований уравнений (3.37) и (3.38) зависимость смещения g_o арматуры в заделке от напряжений σ_o можно представить в виде

$$\frac{1}{k} \frac{\ln(1+\alpha g_o)}{(1+\alpha g_o)} \sigma_o \int_{\alpha g_l}^{\alpha g_o} \frac{1-\ln(1+t)}{\ln^2(1+t)} \left[\ln^2(1+t) - \ln^2(1+\alpha g_l) \right]^{\frac{1}{2}} dt - 1 = 0. \quad (3.40)$$

Параметры сцепления, соответствующие данной длине заделки, можно определить из выражений (3.39) и

$$B = 5.04\lambda \cdot R, \quad \alpha = 1.45\lambda \cdot R \sqrt{\frac{l_{an}}{50}}, \quad (3.41)$$

где λ - характеристика профилировки арматуры, R - кубиковая прочность бетона.

Коэффициент μ определяется по формуле

$$\mu = \frac{A_s^*}{bh} \left(1 + \frac{e}{l_y} \right), \quad (3.42)$$

где A_s^* - площадь сечения продольной арматуры в том месте, где она пересекается наклонной трещиной, e - эксцентриситет расположения арматуры, l_y - радиус инерции сечения.

Определив параметры сцепления B, α, k, a , в зависимости от значения l_{an}/a и напряжений σ_o определяется податливость заделки арматуры. Графики зависимости смещения g_o арматуры в заделке от напряжений σ_o приведены на рис. 3.11.

Условия деформирования в уравнениях (3.35) для продольной арматуры усиливаемой и усиливающей частей сечения с учетом податливости ее заделки в бетоне при опорного блока будет иметь вид

$$\varepsilon_{s,i}(t) = \bar{\varepsilon}_{s,i}(t) + \frac{g_{o,i}(t)}{l_{crc}}, \quad (3.43)$$

$$\varepsilon_{s,ad}(t) = \bar{\varepsilon}_{s,ad}(t) + \frac{g_{o,ad}(t)}{l_{crc,ad}}. \quad (3.44)$$

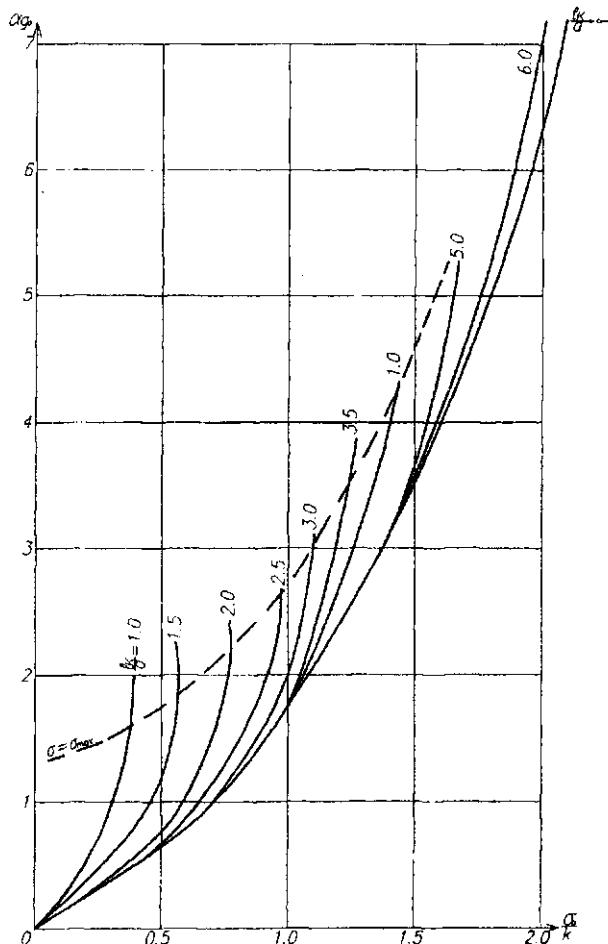


Рис. 3.11. Графики зависимости для определения смещения в заделке от напряжений в арматуре

За начало расчетного наклонного сечения, как показывают результаты экспериментально-теоретических исследований [71, 81], можно принять ближайшее к опоре нормальное сечение, где возможно образование нормальной трещины. Если на участке конструкции от грани опоры до выше названного сечения, где нормальные трещины не образуются, возможно образование наклонных трещин от действия главных растягивающих напряжений, то необходима проверка прочности контактного шва по наклонному сечению с началом у грани опоры (рис.3.12).

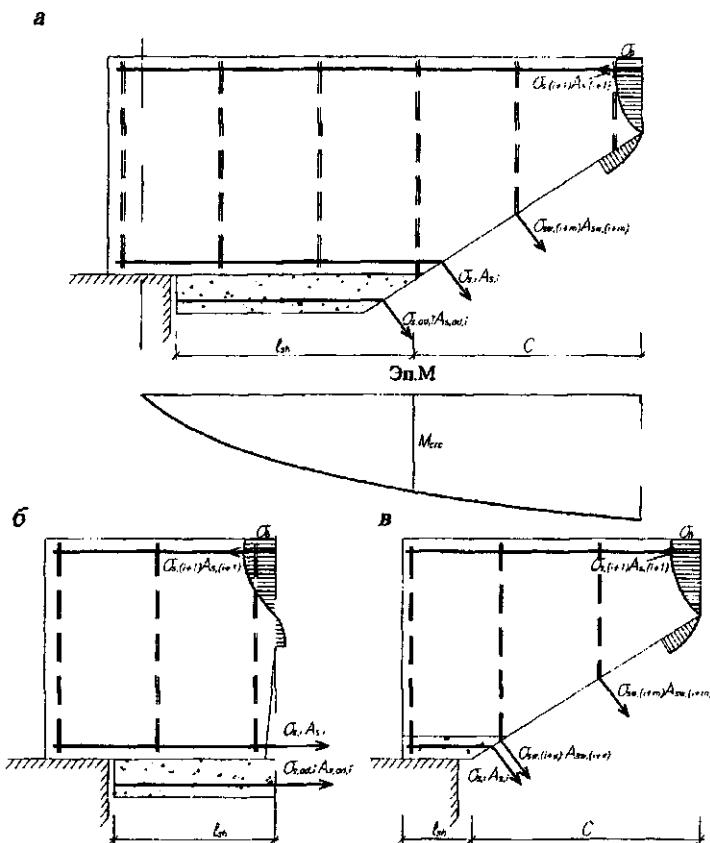


Рис. 3.12. Расчетная схема прочности контактного шва при разрушении усиливаемого железобетонного элемента:
а – по наклонному сечению с началом в пролете; б – по нормальному сечению; в – по наклонному сечению с началом у грани опоры

Условие образования наклонных трещин в бетоне на участке отсутствия нормальных трещин может быть определено, как для упругого тела

$$\sigma_{mt} = \left(\frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \right) + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \right)^2 + \tau_{xy}^2} \leq \gamma_{b4} R_{bt}. \quad (3.45)$$

Согласно данным работы [48], если в начале расчетного наклонного сечения, где образуется ближайшая к опоре нормальная трещина, выполняются условия:

- для балочных конструкций,

$$Q \leq 0.32 \phi_{b4} (1 + \phi_n) R_{bt} b h_o, \quad (3.46)$$

- для сплошных плит без свободных краев шириной $b > 5h$,

$$Q \leq 0.4 \phi_{b4} (1 + \phi_n) R_{bt} b h_o, \quad (3.47)$$

то наклонная трещина не образуется и расчетным является нормальное сечение в этом месте.

Рассмотрим второй случай - контактные швы сопряжения усиливаемой и усиливающей частей железобетонного элемента, характеризующиеся податливостью. Алгоритм проверки прочности контактного шва при разрушении усиленного железобетонного элемента по нормальному сечению производится аналогично первому случаю контактных швов с использованием полученных уравнений напряженно-деформированного состояния для податливого соединения (3.20) и (3.23).

Уравнения напряженно-деформированного состояния наклонного сечения усиленного в растянутой зоне под нагрузкой железобетонного элемента с поперечным армированием вертикальными стержнями с учетом гипотезы плоских сечений отдельно для усиливаемой и усиливающей частей и условия совместности деформирования на границе контакта имеют вид

$$\begin{aligned} \frac{1}{r_c}(t) \left[\sum_i E_{(b,s)i}(t) A_{(b,s)i} [y_{0,c}(t) - y_{(b,s)i}] y_{(b,s)i} \right]_{y_{(b,s)i} > y_{0,c}} + \\ \left[\sum_i E_{bi}(t) \frac{A_{bi}}{\sin^3 \alpha} [y_{0,c}(t) - y_{bi}] y_{bi} \right]_{y_{(b,s)i} \leq y_{0,c}} + \\ + \sum_i E_{(s,sw)i}(t) A_{(s,sw)i} [y_{0,c}(t) - y_{(s,sw)i}] \frac{y_{(s,sw)i}}{\sin^2 \alpha} \Big\} + \\ \frac{1}{r_{ad}}(t) \left\{ \sum_{i=1}^{k_{ad}} E_{b,adi}(t) \frac{A_{b,adi}}{\sin^3 \alpha} [y_{0,ad}(t) - y_{b,adi}] y_{b,adi} + \right. \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
& + \sum_{\bar{i}=k_{ad}+1}^{n_{ad}} E_{(s,sw)ad\bar{i}}(t) A_{(s,sw)ad\bar{i}} \left[y_{0,ad}(t) - y_{(s,sw)ad\bar{i}} \right] \frac{y_{(s,sw)ad\bar{i}}}{\sin^2 \alpha} \Bigg\} - M(\bar{t}) - \Delta M(t) = 0, \\
& \frac{1}{r_c}(t) \left\{ \sum_i E_{(b,s)i}(t) A_{(b,s)i} [y_{0,c}(t) - y_{(b,s)i}] \right\}_{y_{(b,s)i} > y_{0,c}} + \left[\sum_i E_{bi}(t) \frac{A_{bi}}{\sin^2 \alpha} [y_{0,c}(t) - y_{bi}] \right]_{y_{(b,s)i} \leq y_{0,c}} + \\
& + \sum_i E_{(s,sw)i}(t) A_{(s,sw)i} \frac{[y_{0,c}(t) - y_{(s,sw)i}]}{\sin \alpha} \Big\} + T(t) = 0, \quad (3.48) \\
& \frac{1}{r_{ad}}(t) \left\{ \sum_{i=1}^{k_{ad}} E_{b,adi}(t) \frac{A_{b,adi}}{\sin^2 \alpha} [y_{0,ad}(t) - y_{b,adi}] + \right. \\
& \left. \sum_{\bar{i}=k_{ad}+1}^{n_{ad}} E_{(s,sw)ad\bar{i}}(t) A_{(s,sw)ad\bar{i}} \frac{[y_{0,ad}(t) - y_{(s,sw)ad\bar{i}}]}{\sin \alpha} \right\} - T(t) = 0, \\
& \frac{d}{dz} \left[\frac{T_t(t)}{\zeta(t)} \right] = \frac{1}{r_{ad}}(t) [y_{0,ad}(t) - y_{0,c}(t)] - \frac{1}{r}(\bar{t}) [y_{0,c}(t) - y_0(\bar{t})], \\
& \varepsilon_{(b,s)i}(\bar{t}) = \frac{1}{r}(\bar{t}) \frac{[y_0(t) - y_{(b,s)i}]}{\sin \alpha}, \quad \bar{\varepsilon}_{(b,s)i,adi}(\bar{t}) = \frac{1}{r_{ad}}(t) \frac{[y_{0,ad}(t) - y_{(b,s)i,ad}]}{\sin \alpha}, \\
& \varepsilon_{(b,s)i}(t) = \varepsilon_{(b,s)i}(\bar{t}) + \bar{\varepsilon}_{(b,s)i}(t), \\
& \sigma_{bi}(t) = f[\varepsilon_{bi}(t)], \quad \sigma_{(s,sw)i}(t) = f[\varepsilon_{(s,sw)i}(t)], \quad \sigma_{b,adi}(t) = f[\bar{\varepsilon}_{b,adi}(t)], \\
& \sigma_{(s,sw)ad\bar{i}}(t) = f[\bar{\varepsilon}_{(s,sw)ad\bar{i}}(t)].
\end{aligned}$$

Полученное из решения системы уравнений (3.48) сдвигающее усилие, действующее в контактном шве на уменьшенной на проекцию наклонной трещины длине, сопоставляется с предельным значением по условию (3.30).

3.3. Расчет конструкций, усиленных повышением степени внутренней статической неопределенности

Усиление железобетонных конструкций эксплуатируемых строительных сооружений повышением степени внутренней статической неопределенности производится путем устройства затяжек (рис.1.15), распорок (рис.1.16), шпренгелей, шарнирно-стержневых цепей и т.д. Совместная работа дополнительных элементов с усиливаемой конструкцией, в отличии от методов усиления путем увеличения поперечного сечения, обеспечивается не по всей длине конструкции, а закреплением по ее концам или по концам отдельных ее участков. Применение уравнений напряженно-деформированного состояния параграфа 3.1 для железобетонных элементов, усиленных вышеуказанными методами, в

прямом виде вносит в расчет существенную погрешность. Это объясняется невыполнением гипотезы плоских сечений для приращения деформаций нормального сечения усиленного железобетонного элемента после усиления. Для расчета напряженно-деформированного состояния усиленного железобетонного элемента необходимо рассматривать деформационную модель для нормального сечения усиливающей части, представленной в главе 2, и деформационную модель всей системы, которая будет отличаться в зависимости от принятого метода усиления. Принимаем гипотезу, что дополнительные элементы усиления в полученной комбинированной системе работают только на центральное растяжение или сжатие.

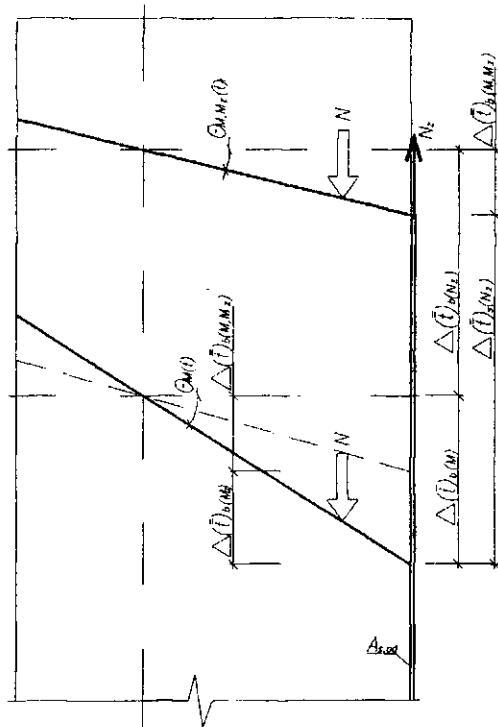


Рис. 3.13. Схема деформаций внепрцентренно сжатого железобетонного элемента, усиленного под нагрузкой односторонней распоркой

Рассмотрим внеконтренно сжатый железобетонный элемент, усиленный в сжатой зоне под нагрузкой односторонней распоркой из прокатных профилей (рис.3.13). Допускаем жесткое закрепление распорки по концам элемента или при местном уси-
лении.

лении по концам усиливающего участка. На первом этапе вычисляются углы поворота $\Theta_1(\bar{t}), \Theta_2(\bar{t})$ и координаты центров тяжести в сечениях предполагаемого места закрепления дополнительных элементов усиления от действия внешней нагрузки и ползучести. Перед соединением с усиливающим элементом распорка предварительно сжимается до достижения деформаций укорочения Δl . Пусть в некоторый момент времени \bar{t} под действием внешней нагрузки, усилия предварительного напряжения в распорке и вследствие ползучести железобетонный элемент приобретает некоторую деформированную схему с поворотом сечений по концам распорки и ее удлинением. В результате совместной работы с усиливающим элементом в момент времени \bar{t} в распорке будет действовать неизвестное сжимающее усилие $N(\bar{t})_z$.

Запишем условие совместности деформирования для усиленного железобетонного элемента в момент времени \bar{t}

$$\Delta(\bar{t})_{s(N_z)} = [\Delta(\bar{t})_{b(N)} - \Delta(\bar{t})_{b(N, N_z)}] + [\Delta(\bar{t})_{b(M)} - \Delta(\bar{t})_{b(M, M_z)}]. \quad (3.49)$$

Здесь, $\Delta(\bar{t})_{s(N_z)}$ - деформация распорки от действия сжимающего усилия $N(\bar{t})_z$; $\Delta(\bar{t})_{b(N, N_z)}$ - деформация железобетонного элемента от действия реактивного усилия $N(\bar{t})_z$ и продольной силы $N(\bar{t})$; $\Delta(\bar{t})_{b(M, M_z)}$ - деформация железобетонного элемента на уровне центра тяжести распорки от действия моментов $M(\bar{t})_z = N(\bar{t})_z \cdot [y_0(\bar{t}) - y_s]$ по концам распорки в результате внекентренного приложения усилия $N(\bar{t})_z$ и изгибающего момента $M(\bar{t}) = N(\bar{t}) \cdot [y_0(\bar{t}) - e_N]$ от внешней нагрузки ($[y_0(\bar{t}) - y_s], [y_0(\bar{t}) - e_N]$ - расстояние от центра изгиба сечений элемента по концам распорки до соответственно центра тяжести распорки и места приложения продольной силы); $\Delta(\bar{t})_{b(N)}$ - деформация железобетонного элемента от действия продольной силы $N(\bar{t})$ при усилении (определяется в результате расчета на первом этапе); $\Delta(\bar{t})_{b(M)}$ - относительная деформация железобетонного элемента на уровне центра тяжести распорки от действия изгибающего момента $M(\bar{t}) = N(\bar{t}) \cdot [y_0(\bar{t}) - e_N]$ при усилении (определяется в результате расчета на первом этапе).

Деформации, входящие в уравнение (3.49), определяются из выражений:

$$\Delta(\bar{t})_{s(N_z)} = \frac{N(\bar{t})_z}{\bar{E}_s(\bar{t})A_s} l_s, \quad \Delta(\bar{t})_{b(N, N_z)} = \frac{N(\bar{t}) - N(\bar{t})_z}{\sum_{i=1}^n E_{(b,s)i}(\bar{t}) A_{(b,s)i}} l_b,$$

$$\Delta(\bar{t})_{b(N)} = \frac{N(\bar{t})}{\sum_{i=1}^n E_{(b,s)i}(\bar{t}) A_{(b,s)i}} l_b,$$

$$\Delta(\bar{t})_{b(M, M_z)} = [y_0(\bar{t}) - y_s] \left[\sin[\Theta_{M, M_z}(\bar{t})_1] - \sin[\Theta_{M, M_z}(\bar{t})_2] \right], \quad (3.50)$$

$$\Delta(\bar{t})_{b(M)} = [y_0(\bar{t}) - y_s] \left[\sin[\Theta_M(\bar{t})_1] - \sin[\Theta_M(\bar{t})_2] \right],$$

где $\Theta_{M, M_z}(\bar{t})_1, \Theta_{M, M_z}(\bar{t})_2$ - углы поворота сечения железобетонного элемента от внекентренного приложения усилия $N(\bar{t})_z$ и внешней нагрузки соответственно в начале и конце распорки.

Уравнение совместности деформаций (3.49) после преобразований с учетом выражений (3.50) и ввиду малости углов поворота сечений можно записать в виде

$$\frac{N(\bar{t})_z}{\bar{E}_s(\bar{t})A_s} l_s + \left[\frac{N(\bar{t}) - N(\bar{t})_z}{\sum_{i=1}^n E_{(b,s)i}(\bar{t}) A_{(b,s)i}} l_b + [y_0(\bar{t}) - y_s] [\Theta_{M, M_z}(\bar{t})_1 - \Theta_{M, M_z}(\bar{t})_2] - \Delta(\bar{t})_{b(N)} - \Delta(\bar{t})_{b(M)} \right] = 0. \quad (3.51)$$

Для определения параметров напряженно-деформированного состояния нормального сечения усиленного внеклентренно сжатого железобетонного элемента уравнения равновесия имеют вид

$$\sum_i \sigma_{(b,s)i}(\bar{t}) A_{(b,s)i} [y_0(\bar{t}) - y_{(b,s)i}] - M(\bar{t}) + N(\bar{t})_z [y_0(\bar{t}) - y_s] = 0,$$

$$\sum_i \sigma_{(b,s)i}(\bar{t}) A_{(b,s)i} - N(\bar{t}) + N(\bar{t})_z = 0. \quad (3.52)$$

В рассмотренном примере принята распорка из одного элемента размещенная в сжатой зоне усиливаемого элемента, жесткостные характеристики которого постоянны по длине. В общем случае формула (3.51) применима для любого количества продольных элементов усиления и произвольного их размещения по сечению. Для расчета усиленного железобетонного элемента на третьем этапе используются уравнения равновесия (3.52) и уравнение совместности деформаций (3.51) с учетом соответствующей внешней нагрузки и параметра времени t . Сжатые элементы усиления должны проверяться на потерю местной устойчивости.

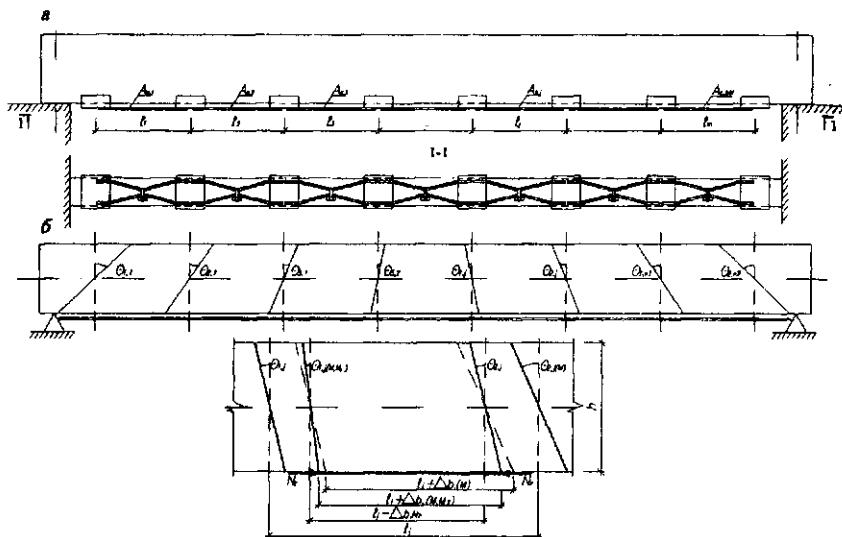


Рис. 3.14. Метод усиления большепролетных конструкций затяжками (а) и схема деформаций (б)

При наличии податливости узлов сопряжения дополнительных элементов усиления с усиливающей конструкцией, которая характеризуется зависимостью $\Delta(t)_\Delta = f[N(t)_z]$, в уравнение (3.51) добавляется дополнительное слагаемое $2\Delta(t)_\Delta$.

При усилении большепролетных изгибаемых конструкций затяжки могут состоять из отдельных стержней, поперечные сечения которых уменьшаются от сечения конструкции с максимальным моментом к опорам [14] (рис.3.14). Концы затяжек крепятся на анкерных устройствах в виде швейлеров, прикрепленных к конструкции. С помощью стяжных болтов затяжки напрягаются.

Система разрешающих уравнений для определения напряженно-деформированного состояния изгибаемого большепролетного железобетонного элемента, усиленного в пролете системой последовательно соединенных затяжек, имеет вид

$$\frac{1}{r_1}(t)\left\{\sum_{i=1}^n E_{(b,s)}(t)_i A_{(b,s)i} y_0(t)_1 - y_{(b,s)i}\right\}^2 - M_1 = 0,$$

$$\frac{1}{r_1}(t) \left\{ \sum_{i=1}^n E_{(b,s)}(t)_i A_{(b,s)i} [y_0(t)_1 - y_{(b,s)i}] \right\} = 0,$$

для неусиленных сечений

$$\frac{1}{r_{m1}}(t) \left\{ \sum_{i=1}^n E_{(b,s)}(t)_i A_{(b,s)i} [y_0(t)_{m1} - y_{(b,s)i}]^2 \right\} - M_{m1} = 0,$$

$$\frac{1}{r_{m1}}(t) \left\{ \sum_{i=1}^n E_{(b,s)}(t)_i A_{(b,s)i} [y_0(t)_{m1} - y_{(b,s)i}] \right\} = 0,$$

$$\frac{1}{r_1}(t) \sum_{i=1}^n E_{(b,s)}(t)_i A_{(b,s)i} [y_0(t)_1 - y_{(b,s)i}]^2 + N(t)_{z1} [y_0(t)_1 - y_s] - M_1 = 0,$$

$$\frac{1}{r_1}(t) \sum_{i=1}^n E_{(b,s)}(t)_i A_{(b,s)i} [y_0(t)_1 - y_{(b,s)i}] + N(t)_{z1} = 0,$$

для усиленных сечений 1-го участка

$$\frac{1}{r_{p1}}(t) \sum_{i=1}^n E_{(b,s)}(t)_i A_{(b,s)i} [y_0(t)_{p1} - y_{(b,s)i}]^2 + N(t)_{z1} [y_0(t)_p - y_s] - M_{p1} = 0,$$

$$\frac{1}{r_{p1}}(t) \sum_{i=1}^n E_{(b,s)}(t)_i A_{(b,s)i} [y_0(t)_{p1} - y_{(b,s)i}] + N(t)_{z1} = 0, \quad (3.53)$$

$$\frac{N(t)_{z1} l_1}{\bar{E}_s(t) A_{s1}} + N(t)_{z1} \sum_{p=1}^{pl} \frac{l_p}{\left(\sum_{i=1}^k E_{(b,s)}(t)_i A_{(b,s)i} \right)_p} + [y_0(t)_1 - y_s] \cdot |\Theta(t)_1 - \Theta(t)_2| - \Delta(t)_{b(M)} = 0,$$

для усиленных сечений $k1$ -го участка

$$\frac{1}{r_{pk1}}(t) \sum_{i=1}^n E_{(b,s)}(t)_i A_{(b,s)i} [y_0(t)_{pk1} - y_{(b,s)i}]^2 + N(t)_{zkl} [y_0(t)_{pk1} - y_s] - M_{pk1} = 0,$$

$$\frac{1}{r_{pk1}}(t) \sum_{i=1}^n E_{(b,s)}(t)_i A_{(b,s)i} [y_0(t)_{pk1} - y_{(b,s)i}] + N(t)_{zkl} = 0,$$

$$\frac{N(t)_{zkl} l_{kl}}{\bar{E}_s(t) A_{skl}} + N(t)_{zkl} \sum_{p=1}^{pl} \frac{l_p}{\left(\sum_{i=1}^k E_{(b,s)}(t)_i A_{(b,s)i} \right)_p} - [y_0(t)_{kl} - y_s] \cdot |\Theta(t)_{kl} - \Theta(t)_{kl+1}| - \Delta(t)_{b(M)} = 0,$$

$$E_b(t)_i = f[\epsilon_b(t)_i], \quad E_s(t)_i = f[\epsilon_s(t)_i], \quad \bar{E}_s(t)_i = f[\bar{\epsilon}_s(t)_i]$$

Анкерные устройства рассчитываются на восприятие разности усилий в смежных стержнях затяжки

$$\Delta N(t)_{z,j} = N(t)_{z,j+1} - N(t)_{z,j}. \quad (3.54)$$

Рассмотрим деформированное состояние изгибающего железобетонного элемента, усиленного шпенгельной затяжкой (рис.3.15). Шпенгельную затяжку примем в виде абсолютно гибкой нити, точки перегиба затяжки жестко закреплены на усили-

ваемом элементе. Приращение удлинения затяжки в процессе деформирования усиленного элемента в продольном и поперечном направлении складывается из приращений удлинения горизонтального и двух наклонных участков. Удлинение Δl затяжки длиной l_s , при деформировании в составе усиленного железобетонного элемента будет несколько меньшим вследствие деформирования самого элемента под действием реактивного усилия в затяжке, что в свою очередь уменьшает Δl и т.д. Уравнение совместности деформаций для изгибающего железобетонного элемента, усиленного шпренгельной затяжкой, в момент времени t после усиления можно записать в виде

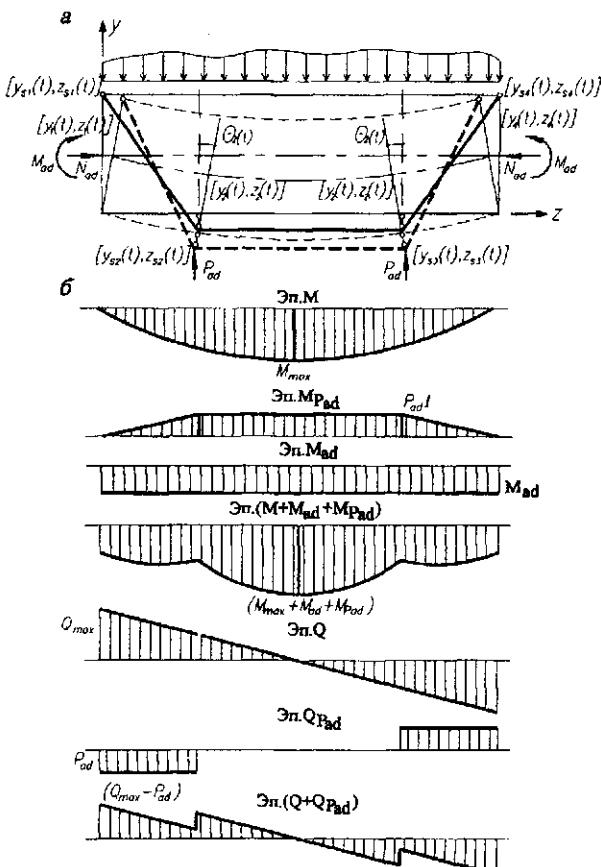


Рис. 3.15. Деформированное состояние (а) и распределение внутренних усилий (б) изгибающего железобетонного элемента, усиленного шпренгельной затяжкой

$$\Delta(t)_{s(N_z)} = [\Delta(t)_{b(M, M_z, N_z)} - \Delta(\bar{t})_{b(M)}] - 2\Delta(t)_\Delta, \quad (3.55)$$

где деформации, входящие в уравнение (3.55), определяются из выражений

$$\Delta(t)_{s(N_z)} = \frac{N(t)_z}{E_s(t)A_s} l_s(\bar{t}), \quad \Delta(\bar{t})_{b(M)} = l_b(\bar{t}) - l_b, \quad (3.56)$$

$$\Delta(t)_{b(M, M_z, N_z)} = l_b(t) - l_b, \quad \Delta(t)_\Delta = f[N(t)_z].$$

Здесь, $l_s(\bar{t})$ - длина затяжки в момент начала создания предварительного напряжения; $l_b, l_b(\bar{t}), l_b(t)$ - полное расстояние между точками закрепления и перегиба затяжки железобетонного элемента соответственно в начальный момент времени $t = 0$, в момент начала создания предварительного напряжения $t = \bar{t}$ и произвольный момент времени t после усиления. Очевидно, что $l_s(\bar{t}) = l_b(\bar{t})$.

С учетом заданного начального усилия предварительного напряжения $N_z(\bar{t})$ и первоначальной длины затяжки $l_s(\bar{t})$ определяется требуемое укорочение $\Delta(\bar{t})_{s(N_z)}$. В результате перераспределения усилий, податливости узлов сопряжения усилие предварительного напряжения после его создания будет составлять $N_z(\bar{t})$. При увеличении внешней нагрузки на железобетонный элемент после усиления усилие в затяжке в момент времени t будет равно $N_z(t)$.

Приращение полного расстояния между точками закрепления и перегиба шпренгельной затяжки определяется через их координаты.

$$\begin{aligned} \Delta(t)_{b(M, M_z, N_z)} - \Delta(\bar{t})_{b(M)} &= l_b(t) - l_b(\bar{t}) = \\ &= \left[\sqrt{(y_{s1}(t) - y_{s2}(t))^2 + (z_{s1}(t) - z_{s2}(t))^2} + \sqrt{(y_{s2}(t) - y_{s3}(t))^2 + (z_{s2}(t) - z_{s3}(t))^2} + \right. \\ &\quad + \sqrt{(y_{s3}(t) - y_{s4}(t))^2 + (z_{s3}(t) - z_{s4}(t))^2} \left. - \left[\sqrt{(y_{s1}(\bar{t}) - y_{s2}(\bar{t}))^2 + (z_{s1}(\bar{t}) - z_{s2}(\bar{t}))^2} + \right. \right. \\ &\quad + \left. \sqrt{(y_{s2}(\bar{t}) - y_{s3}(\bar{t}))^2 + (z_{s2}(\bar{t}) - z_{s3}(\bar{t}))^2} + \sqrt{(y_{s3}(\bar{t}) - y_{s4}(\bar{t}))^2 + (z_{s3}(\bar{t}) - z_{s4}(\bar{t}))^2} \right] \right] \end{aligned} \quad (3.57)$$

Координаты точек закрепления и перегиба шпренгельной затяжки можно определить через координаты центра тяжести y_j, z_j и углы поворота Θ_j нормальных сечений, проходящих через эти точки.

$$\begin{aligned}
 y_{s1}(t) &= y_1(t) - (h_1 - y_{01}) \sin \Theta_1(t), & z_{s1}(t) &= z_1(t) + (h_1 - z_{01}) \cos \Theta_1(t), \\
 y_{s2}(t) &= y_2(t) + y_{02} \sin \Theta_2(t), & z_{s2}(t) &= z_2(t) - z_{02} \cos \Theta_2(t), \\
 y_{s3}(t) &= y_3(t) + y_{03} \sin \Theta_3(t), & z_{s3}(t) &= z_3(t) + z_{03} \cos \Theta_3(t), \\
 y_{s4}(t) &= y_4(t) - (h_4 - y_{04}) \sin \Theta_4(t), & z_{s4}(t) &= z_4(t) - (h_4 - z_{04}) \cos \Theta_4(t),
 \end{aligned} \quad (3.58)$$

где h_1, h_4 - расстояние от нижней грани до точки закрепления затяжки соответственно в начале и в конце железобетонного элемента; y_{0j} - расстояние от нижней грани до центра тяжести сечения в местах закрепления и перегиба затяжки.

Координаты центров тяжести и углы поворота сечений железобетонного элемента в местах закрепления и перегиба определяются методами строительной механики как продольные деформации, прогибы и углы поворота сечений. При этом до усиления железобетонного элемента они определяются только от действия внешней нагрузки по параметрам сечений, вычисленным по уравнениям для изгибаемых элементов, а после усиления - от действия внешней нагрузки и реактивных усилий от спиральной затяжки по уравнениям для внеконтренно сжатых элементов.

Увеличение количества точек перегиба, характерное для, так называемых, шарнирно-стержневых цепей не изменяет принцип расчета. Рассмотренный пример продольных усиливающих элементов в виде распорки, когда имеет значение только продольное смещение точек их закрепления, является частным случаем второго примера.

В общем случае расчет производится в три этапа. На первом этапе в момент времени \bar{t} в соответствии с уравнениями главы 2 определяются параметры напряженно-деформированного состояния нормальных сечений по длине элемента до усиления. Методами строительной механики вычисляются координаты центра тяжести $y_j(\bar{t}), z_j(\bar{t})$ и угловые перемещения $\Theta_j(\bar{t})$ в сечениях предполагаемого места закрепления или перегиба дополнительных элементов усиления.

На втором этапе расчета рассматривается усиливаемый железобетонный элемент в момент времени \bar{t} в процессе создания предварительного напряжения дополнительных элементов усиления. В результате предварительного напряжения дополнительный элемент получает деформации сжатия или растяжения. Поскольку дополнительный элемент усиления связан по концам и в местах перегиба с усиливающим элементом, в нем возникают сжимающие или растягивающие напряжения, вызывающие прращение деформаций и напряжений в усиливающем элементе.

Задаваясь величиной усилия предварительного напряжения или удлинения (укорочения) дополнительного усиливающего элемента определяются параметры сечений для схемы загружения усиливаемого элемента с учетом реактивного действия усилия в элементах усиления. Процесс уточнения величины усилия в элементе усиления выполняется итерационно до достижения заданной точности. На данном этапе при неизменной внешней нагрузке происходит перераспределение усилий в системе в результате действия усилия предварительного напряжения.

На третьем этапе при увеличивающейся внешней нагрузке процесс перераспределения усилий продолжается. Изменение внешней нагрузки вызывает изменение координат точек закрепления и перегиба усиливающих элементов, а следовательно, и изменение усилия в них. На каждом этапе нагружения итерационно уточняется величина усилия в дополнительном элементе. Параметры напряженно-деформированного состояния нормальных сечений усиливаемого железобетонного элемента определяются по уравнениям, полученным в главе 2.

3.4 . Расчет усиления железобетонных элементов с недостаточной анкеровкой рабочей арматуры

При усилении железобетонных конструкций с недостаточной анкеровкой рабочей арматуры эффективно применение разработанных автором устройств с реализацией бокового обжатия зоны анкеровки арматуры [10-12, 15]. Устройства позволяют повысить несущую способность железобетонных элементов не только за счет работы дополнительных элементов усиления в составе усиленной конструкции, но и за счет использования резерва повышения прочности самого железобетонного элемента.

Недостаточная прочность анкеровки рабочей арматуры вызывает преждевременное разрушение железобетонного элемента до достижения предельной прочности бетона сжатой зоны или арматуры растянутой зоны. Обжатие зоны анкеровки арматуры повышает ее прочность и снижает деформативность.

Рассмотрим изгибаемый железобетонный элемент, прочность анкеровки растянутой арматуры которого недостаточна в сечении на расстоянии l_{an} от торца элемента. На первом этапе железобетонный элемент до усиления разбивается по длине на ряд ступеней, на границах которых в соответствии с главой 2 определяются параметры напряженно-деформированного состояния нормальных сечений. Напряжения в арматуре в сечении, для которого не выполняется условие $\sigma_s \leq \sigma_{o,max}$ ($\sigma_{o,max}$ - напряжение в арматуре, соответствующие несущей способности заделки, опре-

деляются по М.М. Холмянскому [151, 152] из уравнения (3.40) или по графику, рис.3.16), ограничиваются величиной $\sigma_{0,max}$. Расчет напряженно-деформированного состояния нормального (наклонного) сечения железобетонного элемента в месте образования ближайшей к опоре трещины может быть произведен с учетом податливости заделки арматуры в бетоне при опорного блока. Определив параметры сцепления B, a, k, a , по формулам (3.39), (3.41) в зависимости от значения l_{an}/a и напряжений σ_0 определяется податливость заделки арматуры g_0 (рис.3.11). Делением значения смещения арматуры в заделке на расстояние между трещинами для данного железобетонного элемента получаем дополнительные относительные деформации арматуры в нормальном сечении вследствие податливости.

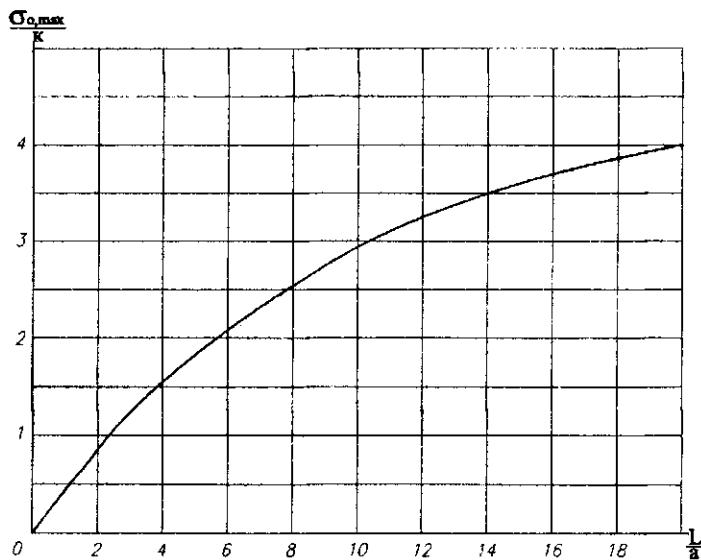


Рис. 3.16. Зависимость " $\sigma_0, \text{max} / k - L/a$ "

С целью повышения прочности зона анкеровки арматуры обжимается с напряжением σ_m . Зависимость увеличения прочности анкеровки арматуры от степени поперечного обжатия зоны анкеровки приведена на рис.3.17. Коэффициент, учитывающий влияние обжатия зоны анкеровки на ее прочность, предлагается определять по следующим формулам:

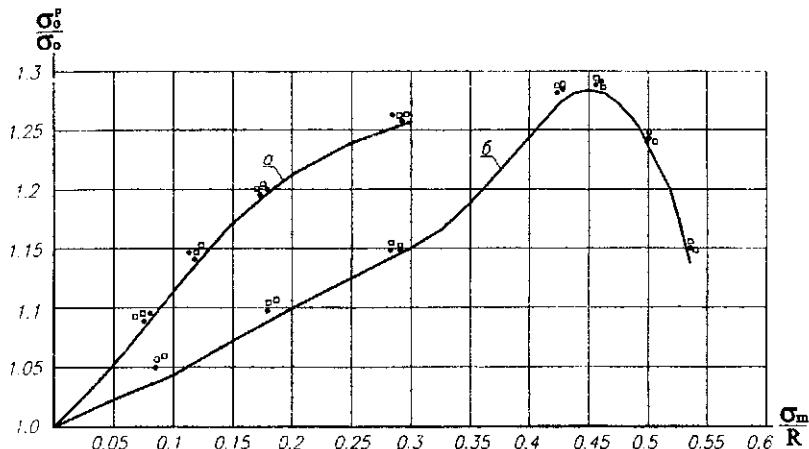


Рис. 3.17. Влияние на прочность анкеровки арматуры поперечного обжатия:

a – двухосного; *b* – одноосного; □ - арматура стандартного кольцевого профиля (ГОСТ 5781-82); ● - арматура серповидного профиля (ТУ 14-2-635-85)

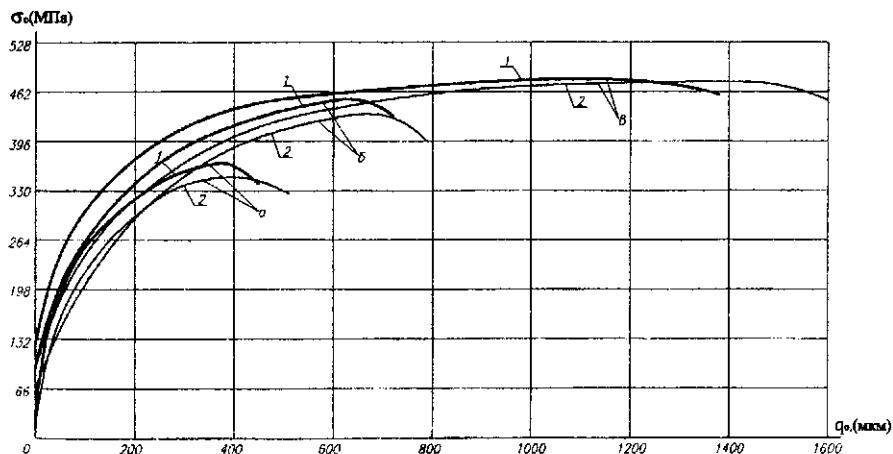


Рис. 3.18. Зависимость " $\sigma_0 - q_0$ " для опытных образцов из бетона класса B20: *a* – без обжатия; *b* – с одноосным обжатием $\sigma_{mx} = 0,28R$; *c* – с двухосным обжатием $\sigma_{mx} = \sigma_{my} = 0,28$; 1 - с арматурой кольцевого профиля; 2 - с арматурой серповидного профиля

- при четырехстороннем обжатии зоны анкеровки рабочей арматуры усиливаемой конструкции предварительно напряженной обоймой

$$\gamma_{P,ad} = 1 + 0.375 \left(1 - e^{-3.8 \frac{\sigma_m}{R}} \right), \quad (3.59)$$

- при двухстороннем обжатии зоны анкеровки рабочей арматуры усиливаемой конструкции самозаанкеривающимися устройствами

$$\gamma_{P,ad} = 1 + 0.271e^{-13.8 \left(\frac{\sigma_m}{R} - 0.46 \right)^2}, \quad (3.60)$$

где $\frac{\sigma_m}{R}$ - степень поперечного обжатия.

При поперечном обжатии увеличивается предельное значение смещения арматуры в заделке (рис.3.18).

В общем случае усиления изгибаемых железобетонных элементов с нарушенным сцеплением арматуры с бетоном в пролете и недостаточной анкеровкой по концам самозаанкеривающимися устройствами (рис.1.18) расчет производится по методу, описанному в параграфе 2.5. При этом в уравнении деформаций (2.93) дополнительно должно быть учтено смещение арматуры железобетонного элемента в заделке $g_o(t) = f[N(t)_x]$ при поперечном обжатии зоны анкеровки. При объединении самозаанкеривающихся устройств, размещенных по концам в зоне анкеровки арматуры усиливающего элемента, затяжкой в расчет должно быть введено дополнительное уравнение совместности деформаций (3.49). Податливость самозаанкеривающихся устройств по концам затяжки учитывается введением в уравнение деформаций (3.49) дополнительного слагаемого $2\Delta(t)_\Delta = f[N(t)_z]$. Вычисление параметров напряженно-деформированного состояния усиленного железобетонного элемента производится методом последовательных приближений. Разрешающая система уравнений для анализа напряженно-деформированного состояния элемента с недостаточной анкеровкой рабочей арматуры и нарушенным сцеплением с бетоном в пролете, усиленного при нулевой внешней нагрузке устройством с реализацией обжатия зоны анкеровки арматуры, имеет вид

$$\frac{1}{r}(t) \sum_{i=1}^n E_{(b,s)}(t)_i A_{(b,s)i} [y_0(t) - y_{(b,s)i}]^2 + N(t)_x [y_0(t) - \bar{y}_s] + N(t)_z [y_0(t) - y_s] - M = 0,$$

$$\frac{1}{r}(t) \sum_{i=1}^n E_{(b,s)}(t)_i A_{(b,s)i} [y_0(t) - y_{(b,s)i}] - N(t)_x - N(t)_z = 0, \quad (3.61)$$

$$\frac{N(t)_x \bar{l}}{\sum_{i=n+1}^m \bar{E}_s(t)_i \bar{A}_{si}} + N(t)_x \sum_{p=1}^{p1} \frac{\bar{l}_p}{\left(\sum_{j=1}^k E_{(b,s)}(t)_j A_{(b,s)j} \right)_p} - [y_0(t) - \bar{y}_s] \cdot |\Theta(t)_1 - \Theta(t)_2| - 2g_o(t) = 0,$$

$$\frac{N(t)_z l}{\sum_{i=n+1}^m E_s(t)_i A_{si}} + N(t)_z \sum_{p=1}^{p2} \frac{l_p}{\left(\sum_{j=1}^k E_{(b,s)}(t)_j A_{(b,s)j} \right)_p} - [y_0(t) - y_s] \cdot |\Theta(t)_1 - \Theta(t)_2| - 2\Delta(t)_\Delta = 0,$$

$$E_b(t)_i = f[\varepsilon_b(t)_i], \quad E_s(t)_i = f[\varepsilon_s(t)_i], \quad \bar{E}_s(t)_i = f[\bar{\varepsilon}_s(t)_i], \\ g_o(t) = f[N(t)_x], \quad \Delta(t)_\Delta = f[N(t)_z],$$

где $\Theta(t)_1, \Theta(t)_2$ - угол поворота нормального сечения, проходящего соответственно в месте начала и конца участка с нарушенным сцеплением арматуры с бетоном; $\Theta(t)_1, \Theta(t)_2$ - угол поворота нормального сечения, проходящего через точки закрепления затяжки по концам элемента.

Приведенная система уравнений позволяет получать параметры напряженно-деформированного состояния железобетонных конструкций эксплуатируемых зданий и сооружений с повреждениями в виде потери сцепления арматуры с бетоном и недостаточной анкеровкой арматуры, усиленных поперечным обжатием зоны анкеровки арматуры и дополнительными затяжками с самозаанкеривающимися устройствами по концам.

3.5. Расчет конструкций, усиленных повышением степени внешней статической неопределенности

При усилении железобетонных конструкций эксплуатируемых строительных сооружений широко распространены методы усиления, связанные с повышением степени внешней статической неопределенности конструкций. К таким методам относятся устройство дополнительных жестких (рис.1.12) и упругих опор (рис.1.13), постановка дополнительных связей с целью обеспечения неразрезности (рис.1.14). Названные методы усиления достаточно эффективны, поскольку позволяют повысить несущую способность конструкций в 2..3 раза [108]. При использовании таких методов усиления несущая способность самой усиливаемой конструкции, как правило, не изменяется, а изменяются усилия

от внешней нагрузки, которые перераспределяются между усиливаемым и усиливающим элементами пропорционально жесткостным характеристикам. При усилении конструкций повышением степени внешней статической неопределенности также следует стремиться к максимальной разгрузке усиливающей конструкции в момент усиления, так как перераспределяться по новой схеме будет только нагрузка, приложенная к конструкции после усиления.

С точки зрения работы, дополнительные опоры подразделяются на жесткие и упругие. К жестким относятся дополнительные опоры, осадкой которых можно пренебречь в расчете (не более 10% от прогиба усиливающей конструкции [124]). Дополнительные жесткие опоры выполняются в виде одиночных стоек с самостоятельными фундаментами, подкосов и подвесок с опиранием на существующие конструкции. Для включения дополнительных жестких опор в совместную работу производится подклинивание конструкций.

В общем случае расчет напряженно-деформированного состояния усиленных под нагрузкой железобетонных конструкций дополнительными жесткими опорами производится в три этапа. На первом этапе конструкция рассматривается в момент времени \bar{t} до усиления. При этом моделируется работа конструкции при действии предварительного напряжения, усадки и ползучести бетона, внешней нагрузки в соответствии с методикой, изложенной в главе 2, при первоначальной расчетной схеме определения внутренних усилий.

На втором этапе расчета рассматривается усиленная под нагрузкой конструкция в момент времени \bar{t} создания предварительного напряжения дополнительных опор. При этом в месте устройства дополнительной жесткой опоры в усиливающей конструкции уменьшаются перемещения по направлению наложенной связи, и возникает неизвестное усилие $R(\bar{t})_z$. Для раскрытия статической неопределенности, кроме уравнений равновесия, необходимо рассматривать уравнения совместности деформаций системы. В качестве дополнительных уравнений совместности деформаций при абсолютно жестких опорах на втором этапе принимается равенство приращений перемещений и величины подъема при подклинивании железобетонной конструкции в месте устройства дополнительных опор. Для определения параметров напряженно-деформированного состояния нормальных сечений усиленного дополнительными жесткими опорами изгибающего железобетонного элемента (рис.3.19) уравнения имеют вид

$$\sum_i \sigma_{(b,s)i}(\bar{t}) A_{(b,s)i} [y_0(t) - y_{(b,s)i}] - M(\bar{t})_j + M_{R_z}(\bar{t})_j = 0,$$

$$\sum_i \sigma_{(b,s)i}(\bar{t}) A_{(b,s)i} = 0, \quad (3.62)$$

$$y(\bar{t})_j - y(\tilde{\bar{t}})_j = \Delta_{R,j},$$

где $M_{R_z}(\bar{t})$ - изгибающий момент в рассматриваемом сечении железобетонного элемента от действия неизвестных усилий $R(\bar{t})_{z,j}$; $y(\bar{t})_j$ - перемещение железобетонного элемента в месте устройства j -той дополнительной опоры от действия изгибающего момента до усиления; $y(\tilde{\bar{t}})_j$ - перемещение железобетонного элемента в месте устройства j -той дополнительной опоры от действия неизвестных усилий $R(\bar{t})_{z,j}$; $\Delta_{R,j}$ - заданная величина подъема в месте устройства j -той дополнительной опоры.

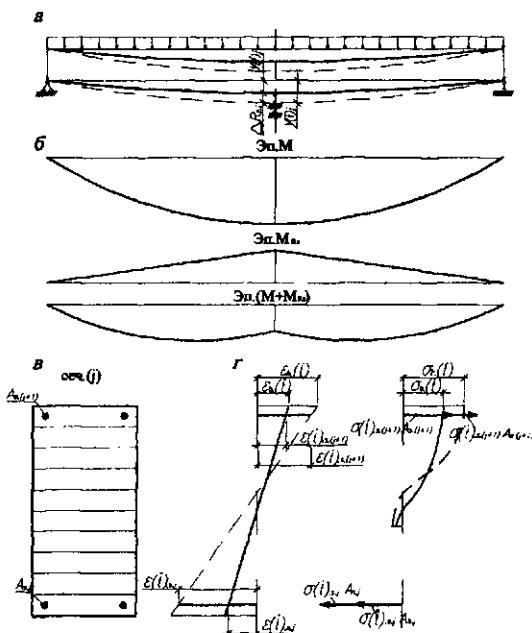


Рис. 3.19. Усиление изгибаемого железобетонного элемента дополнительной жесткой опорой:
 а - схема деформаций; б - распределение внутренних усилий; в - расчетное сечение под дополнительной опорой; г - распределение деформаций и напряжений

В зависимости от способа контроля предварительного напряжения известными параметрами в уравнениях (3.62) может являться какая-либо из взаимосвязанных величин: усилие или деформация в местах устройства дополнительных опор. Если при усилении конструкций дополнительные опоры предварительно не напрягают, то второй этап расчета не производится.

На третьем этапе расчета напряженно-деформированное состояние нормальных сечений усиленных конструкций можно определять по уравнениям (3.62) с учетом усилий от увеличивающейся внешней нагрузки $M(t)$.

В практических расчетах для определения усилий от внешней нагрузки при измененной расчетной схеме целесообразно использовать разработанные методы строительной механики статически неопределеных конструкций. Изгибающие моменты в сечениях конструкции от нагрузки, действующей до усиления, определяются при первоначальной расчетной схеме и от суммарной нагрузки, действующей на конструкцию после усиления, при измененной расчетной схеме. При этом на каждом шаге итераций уточняются жесткостные характеристики усиливаемой конструкции с применением зависимостей главы 2. При проектировании усиления железобетонных конструкций дополнительными жесткими опорами производится проверка прочности усиливаемой конструкции на действие поперечных сил в месте установки дополнительных опор.

Применение дополнительных упругих опор для усиления железобетонных конструкций эксплуатируемых зданий и сооружений менее эффективно, однако позволяет в меньшей мере стеснить свободное пространство помещений. Дополнительные упругие опоры создаются с помощью железобетонных или стальных балок, ферм или подвесок. Нагрузка от усиливаемой конструкции на дополнительные передается через расклинивающие прокладки, позволяющие включить дополнительные упругие опоры в совместную работу.

Рассмотрим, для примера, изгибаемый железобетонный элемент, усиленный под нагрузкой дополнительными упругими опорами в виде балочного элемента. В качестве условия совместности деформирования системы принимается равенство приращений перемещений от нагрузки приложенной после усиления по направлениям дополнительных опор усиливаемого и усиливающего элемента в местах их сочленения. Как и в случае усиления дополнительными жесткими опорами, при усилении упругими опорами изгибающие моменты в сечениях конструкции суммируются от нагрузки, действующей до усиления при первоначальной расчетной схеме и от нагрузки, приложенной к конструкции по-

сле усиления, при измененной расчетной схеме. Разрешающие уравнения напряжено-деформированного состояния нормальных сечений усиливающего элемента после усиления можно записать в виде

$$\frac{1}{r_c}(t) \left\{ \sum_{i=1}^n E_{(b,s)}(t)_i A_{(b,s)i} [y_{0,c}(t) - y_{(b,s)i}]^2 \right\} - M(\bar{t}) - \Delta M(t) + \Delta M_{R_z}(t)_c = 0,$$

$$\frac{1}{r_c}(t) \left\{ \sum_{i=1}^n E_{(b,s)}(t)_i A_{(b,s)i} [y_{0,c}(t) - y_{(b,s)i}] \right\} = 0,$$

..... для сечений усиливающего элемента

$$\frac{1}{r_{ad}}(t) \left\{ \sum_{j=1}^{n_{ad}} E_{(b,s)ad}(t)_j A_{(b,s)adi} [y_{0,ad}(t) - y_{(b,s)adi}]^2 \right\} + \Delta M_{R_z}(t)_{ad} = 0,$$

$$\frac{1}{r_{ad}}(t) \left\{ \sum_{j=1}^{n_{ad}} E_{(b,s)ad}(t)_j A_{(b,s)adi} [y_{0,ad}(t) - y_{(b,s)adi}] \right\} = 0, \quad (3.63)$$

..... для сечений усиливающего элемента

$$y_c(\bar{t})_j - y_c(t, R_z)_j = y_{ad}(t, R_z)_j, \dots \text{ для узлов сочленения.}$$

$$\sigma_b(t) = f[\epsilon_{bi}(t)], \sigma_{si}(t) = f[\epsilon_{si}(t)], \sigma_{b,ad}(t) = f[\epsilon_{b,adi}(t)], \sigma_{s,ad}(t) = f[\epsilon_{s,adi}(t)].$$

Таким образом, для расчета усиленных дополнительными опорами конструкций необходимо составлять новую расчетную схему, учитывающую место расположения опор и условие совместности деформаций усиливаемых и усиливающих конструкций. Условие совместности деформаций заключается в равенстве перемещений узлов сопряжения усиленной конструкции. Расчет усиленной конструкции производится методом последовательных приближений. На каждом шаге определяются приращения перемещения узлов, реакции в связях, параметры напряжено-деформированного состояния усиливающего элемента.

Установка дополнительных связей в виде дополнительной надопорной арматуры, размещенной в бетоне наращивания над опорами многопролетных шарнирно опертых конструкций позволяет эффективно производить усиление нормальных сечений железобетонных конструкций в пролете за счет внутреннего перераспределения усилий в сечении и внешнего перераспределения усилий в конструкции. Усилия в конструкциях определяются от нагрузок, действующих до замыкания шарниров, при первоначальной расчетной схеме и от суммарных нагрузок после замыкания шарниров при измененной расчетной схеме с учетом неразрезности. В первом случае принимается первоначальная расчетная схема, а во втором случае - измененная с учетом неразрезности.

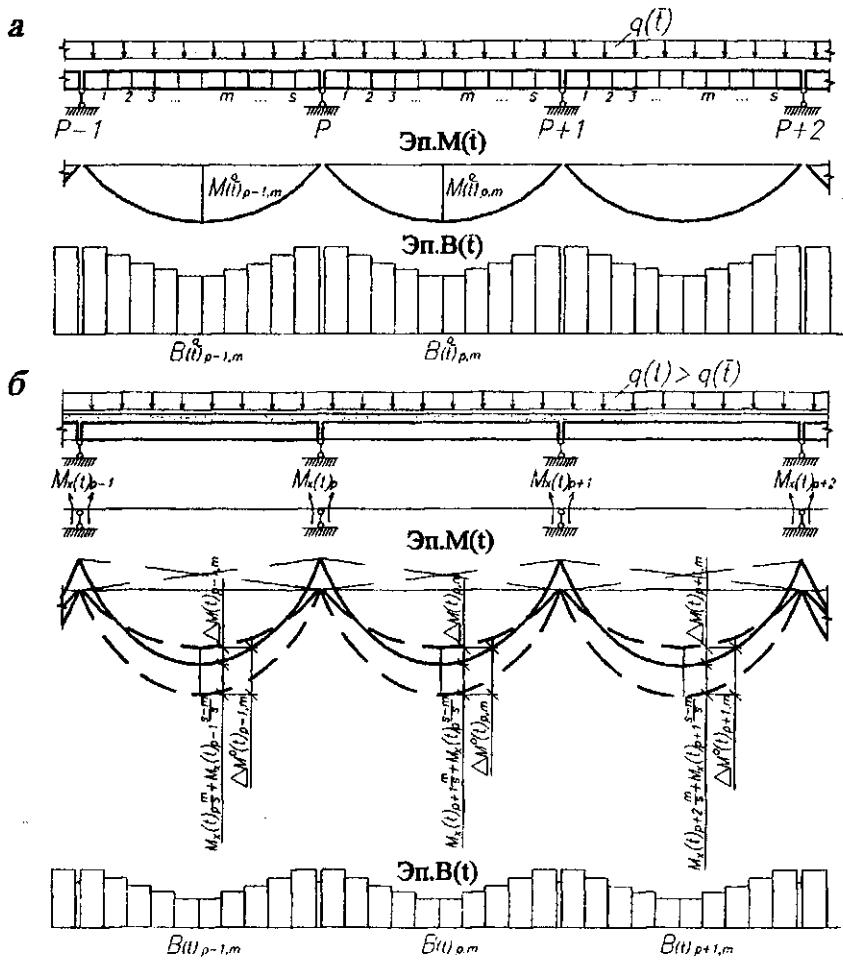


Рис. 3.20. Усиление многопролетной железобетонной конструкции путем создания неразрезности:

а – расчетная схема до усиления; б – расчетная схема после усиления

На первом этапе (до усиления) параметры напряженно-деформированного состояния конструкций определяются по уравнениям главы 2, которые являются исходными для расчета кон-

структурой после усиления. При этом параметры напряженно-деформированного состояния после усиления для сечений в пролете определяются по уравнениям параграфа 3.1, а нового сечения над опорой - по уравнениям главы 2.

Усилия в статически неопределенной конструкции в виде многопролетных неразрезных балок после усиления целесообразно рассчитывать методом сил, в котором основная система составляется из однопролетных балок с неизвестными моментами на промежуточных опорах (рис.3.20). В общем виде для промежуточных опор уравнение системы канонических уравнений метода сил можно записать

$$\delta(t)_{p,p-1} M_x(t)_{p-1} + \delta(t)_{p,p} M_x(t)_p + \delta(t)_{p,p+1} M_x(t)_{p+1} + \Delta(t)_p = 0, \quad (3.64)$$

где p - порядковый номер промежуточной опоры; $M_x(t)_p$ - неизвестные моменты на промежуточных опорах.

Если принять изменение жесткостей по длине конструкции ступенчатым, то для вычисления коэффициентов канонических уравнений можно записать в общем виде следующие зависимости:

$$\delta(t)_{p,p-1} = \frac{l_p^3}{3s^3} \sum_{m=1}^s \frac{3(2m^2 + 2m + 2ms - s) - 2}{B(t)_{p,m-1} + B(t)_{p,m}},$$

$$\delta(t)_{p,p} = \frac{2}{s^3} \left[\frac{l_p}{3} \sum_{m=1}^s \frac{3(m^2 - m) + 1}{B(t)_{p,m-1} + B(t)_{p,m}} + \frac{l_{p+1}}{3} \sum_{m=1}^s \frac{3(s-m)(s-m+1) + 1}{B(t)_{p+1,m-1} + B(t)_{p+1,m}} \right],$$

$$\delta(t)_{p,p+1} = \frac{l_{p+1}^3}{3s^3} \sum_{m=1}^s \frac{3(2m^2 + 2m + 2ms - s) - 2}{B(t)_{p+1,m-1} + B(t)_{p+1,m}}, \quad (3.65)$$

$$\begin{aligned} \Delta(t)_p &= \frac{1}{3s^2} \left[l_p \sum_{m=1}^s \frac{(3m-2)\Delta M^o(t)_{p,m+1} + (3m-1)\Delta M^o(t)_{p,m}}{B(t)_{p,m-1} + B(t)_{p,m}} + \right. \\ &\quad \left. + l_{p+1} \sum_{m=1}^s \frac{(3s-3m+2)\Delta M^o(t)_{p+1,m-1} + (3s-3m+1)\Delta M^o(t)_{p+1,m}}{B(t)_{p+1,m-1} + B(t)_{p+1,m}} \right]. \end{aligned}$$

где s - количество сечений, на которое разбивается один пролет конструкции;

m - порядковый номер сечения в пролете;

$B(t)_{p,m}$ - изгибная жесткость в сечении;

$\Delta M^0(t)_{p,m}$ - приращение изгибающего момента в сечении от нагрузки, приложенной после усиления в основной системе.

Изгибающий момент в сечении от дополнительной нагрузки определяется по формуле

$$\Delta M(t)_{p,m} = \Delta M^0(t)_{p,m} - M_x(t)_p \frac{m}{s} - M_x(t)_{p-1} m - \frac{m}{s}. \quad (3.66)$$

После вычисления приращений изгибающих моментов уточняются значения жесткостных характеристик в сечениях и расчет повторяется. При учете усадки бетона наращивания, целесообразно учитывать порядок замыкания шарниров на опорах, рассматривая последовательное изменение расчетной схемы. При этом все реологические характеристики подставляются в уравнения в соответствии с возрастом нагружения каждого пролета теми или иными силовыми воздействиями. Параметры напряженно-деформированного состояния нормального сечения усиленной конструкции могут быть определены в зависимости от применяемых уравнений, представленных в главе 2 и параграфе 3.1, от действия усадки бетона и от силовых воздействий.

Глава 4

РАСЧЕТ УСИЛЕННЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО ВТОРОЙ ГРУППЕ ПРЕДЕЛЬНЫХ СОСТОЯНИЙ

Железобетонные конструкции эксплуатируемых строительных сооружений, подвергнутые усилинию, также как и вновь изготовленные, должны удовлетворять предъявляемым требованиям не только по несущей способности, но и по трещиностойкости и деформациям. В данной главе рассматривается метод расчета трещиностойкости и деформаций усиленных конструкций на основе параметров напряженно-деформированного состояния нормальных сечений, с учетом основных положений теории деформаций В.И. Мурашева - Я.М. Немировского и теории составных стержней А.Р. Ржаницына.

4.1. Расчет по образованию и раскрытию трещин, нормальных к продольной оси элемента

Трещиностойкость железобетонных элементов характеризуется процессами образования и раскрытия нормальных трещин. Определяющими параметрами при этом соответственно являются величина изгибающего момента или продольной силы образования трещин и ширина их раскрытия в процессе нагружения.

Железобетонные элементы, усиленные увеличением поперечного сечения, имеют специфические особенности трещинообразования, заключающиеся в том, что усилившаяся и усиливающая части элемента находятся в различных состояниях. Усиливаемая часть в рассматриваемый период времени может уже иметь нормальные трещины в растянутой зоне, состояние усиливающей части может характеризоваться отсутствием нормальных трещин. Кроме того, при инъектировании нормальных трещин усиливающей части железобетонного элемента, бетон начинает снова работать на растяжение. В зависимости от уровня напряжений в арматуре и характера действующей нагрузки предполагается различная степень потери сцепления арматуры с бетоном растянутой зоны на длине между трещинами.

Процесс образования трещин в железобетонных элементах является сложным. С момента начала нагружения, предшествующего появлению трещин, вследствие неоднородности структуры бетона намечаются сечения, по которым в дальнейшем пройдут трещины. Это предопределяет нарушение равномерности распределения деформаций бетона растянутой зоны и его сцепления с арматурой. С течением времени и при увеличении внешней нагрузки вблизи этих сечений появляются микротрещины, дости-

гающие арматуры, а при более высоком уровне нагружения и видимые трещины, которые по предварительным оценкам составляют $a_{crf(min)} = 0.025...0.035$ мм. Обычно в экспериментах соответствующие внутренние усилия принимаются за изгибающий момент или продольную силу образования трещин. При этом деформации бетона растянутой зоны достигают предельных значений. В изгибаемых и внепрцентрических сжатых элементах образующиеся микротрещины не сразу перерастают в макротрещины. Этим объясняется появление нисходящей ветви на диаграмме " $\sigma_{bt} - \epsilon_{bt}$ ", которая заканчивается предельными деформациями бетона на растяжение. При дальнейшем увеличении нагрузки происходит резкое увеличение ширины раскрытия трещин и работа бетона растянутой зоны в сечении характеризуется силами зацепления берегов трещины. Ввиду малости этими силами можно пренебречь в расчете.

В связи со спецификой работы усиленных железобетонных элементов в общем случае следует различать нагрузку, соответствующую появлению трещин в усиливающей и в усиливающей части элемента. Эта нагрузка устанавливается расчетом по методу последовательных нагружений по уравнениям напряженно-деформированного состояния главы 2 и 3, учитывающими усадку и ползучесть бетона, предварительное напряжение арматуры, податливость контактного шва и нарушение сцепления арматуры с бетоном. Нагрузка или ее приращение после усиления, соответствующие предельным значениям относительной деформации крайнего растянутого волокна усиливающей или усиливающей частей, являются искомыми величинами.

При инъектировании трещин полимерными составами приращение нагрузки после инъектирования до появления трещин меньше аналогичной нагрузки образования трещин. При высоких уровнях начальной нагрузки, при которых производится склеивание берегов трещин, расстояние между трещинами увеличивается, по сравнению с первоначальным трещинообразованием. Эффект усиливается с увеличением напряжений в арматуре при инъектировании и времени их выдерживания до инъектирования. Это объясняется нарушением сцепления арматуры с бетоном на участках между трещинами. В железобетонных элементах с инъектированными под нагрузкой трещинами новые трещины появляются в непосредственной близости от инъектированных.

Склейный бетон растянутой зоны включается в работу с момента инъектирования в соответствии с принятой диаграммой

деформирования (рис.4.1). Деформации растянутого бетона, вводимые в расчет определяются из условия

$$\bar{\epsilon}_{bt,i}(t) = \epsilon_{bt,i}(t) - \epsilon_{bt,i}(\bar{t}), \quad (4.1)$$

где $\epsilon_{bt,i}(t)$ - относительная деформация i -той элементарной площадки в рассматриваемый момент времени t ; $\epsilon_{bt,i}(\bar{t})$ - относительная деформация i -той элементарной площадки в момент инъецирования.

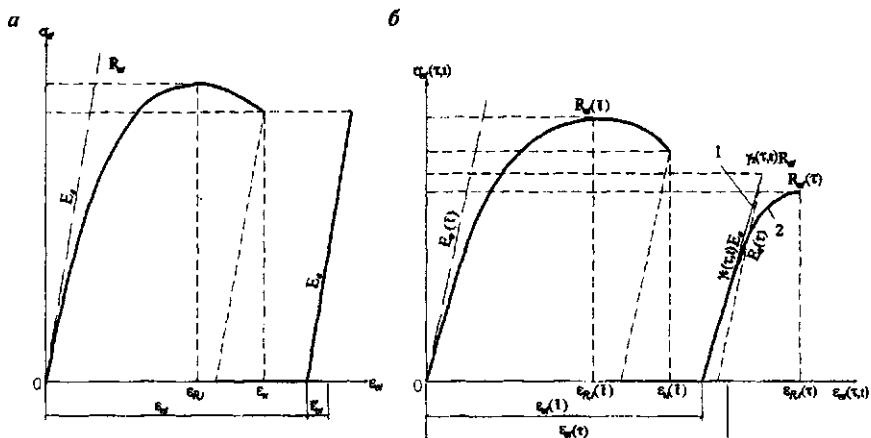


Рис. 4.1. Диаграммы деформирования бетона железобетонных конструкций при растяжении в случае инъецирования трещин:
а – при кратковременном действии нагрузки; б – при длительном действии нагрузки до инъецирования и кратковременном (1) или длительном (2) после инъецирования

Для изгибаемых элементов коэффициенты γ_{btq} , учитывающие повышения прочностных и деформативных характеристик бетона на растяжение при наличии градиента напряжений, вычисляются при кривизне, равной приращению кривизны усиливаемого элемента после усиления.

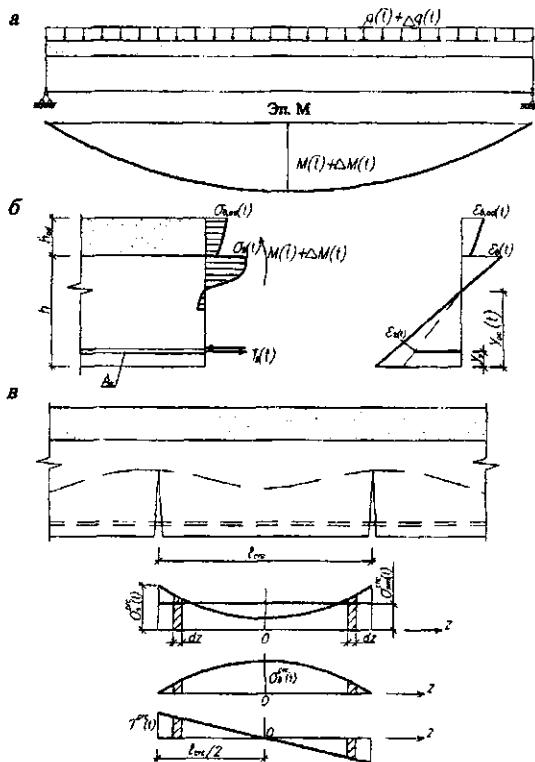


Рис. 4.2. Расчетная схема изгибающегося железобетонного элемента, усиленного в сжатой зоне (а), распределение напряжений и деформаций в расчетном сечении (б), распределение напряжений по длине элемента (в)

Наличие ограниченно раскрытия трещин в растянутой зоне железобетонных конструкций не является признаком нарушения их эксплуатационной пригодности. Ограничения ширины раскрытия трещин определяются, в основном, требованиями долговечности. Имеющиеся трещины облегчают доступ агрессивной среды к арматуре. Кроме того, исследования показали, что увеличение раскрытия трещин более 0,3 мм ускоряет процесс коррозии арматуры, по сравнению с открытой ее поверхностью (щелевая коррозия). Поэтому в действующих нормативных документах вводится ограничение раскрытия трещин в железобетонных элементах, которые, безусловно, должны распространяться и на усиленные железобетонные конструкции.

Как показывают экспериментальные исследования, на ширину раскрытия трещин изгибаемых железобетонных элементов, усиленных увеличением поперечного сечения, оказывает влияние податливость контактного шва между усиливаемой и усиливающей частями элемента. Коэффициент армирования дополнительного усиливающего элемента в растянутой зоне, объединяемого с усилившимся после стабилизации трещин, практически не влияет на расстояние между трещинами. Трещины в усиливаемом элементе в растянутой зоне образуются в продолжение существующих. В зависимости от прочности контакта между усиливаемой и усиливающей частями нормальные трещины, расположенные ближе к опоре могут переходить в горизонтальные по контактному шву, образуя ломаные линии.

К настоящему времени отсутствует единое мнение относительно теоретических предпосылок расчета ширины раскрытия нормальных трещин [48] в железобетонных элементах. В действующих нормативных документах расчет максимальной ширины раскрытия трещин производится по эмпирическим зависимостям, обобщающим многочисленные экспериментальные данные.

При более строгом подходе ширина раскрытия трещин, нормальных к продольной оси усиленного железобетонного элемента, может быть определена как накопление относительных взаимных смещений арматуры и бетона на длине участков между трещинами [48, 59, 60].

$$a_{crc} = (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{btm})l_{crc} = \int_0^{l_{crc}} [\varepsilon_s(z) - \varepsilon_{bt}(z)] dz = \int_0^{l_{crc}} \varepsilon_g(z) dz, \quad (4.2)$$

где $\varepsilon_{sm}, \varepsilon_{btm}$ - средние относительные деформации соответственно арматуры и бетона на участке между трещинами.

Расстояние между трещинами l_{crc} определяется из условия, что разность усилий в арматуре в сечении с трещиной при напряжении σ_s и усилий в арматуре в сечении между трещинами при напряжении σ_{sb} , соответствующем предельным деформациям на растяжение волокна бетона на уровне центра тяжести арматуры, уравновешивается на длине l_{crc} силами сцепления арматуры с бетоном.

$$\sigma_s A_s - \sigma_{sb} A_s = u \int_0^{l_{crc}} \tau(z) dz, \quad (4.3)$$

где A_s - площадь поперечного сечения арматуры; u - периметр сечения арматуры; $\tau(z)$ - касательные напряжения по длине контакта арматуры с бетоном.

$$\sigma_{sb} = \varepsilon_{b,tu} E_s. \quad (4.4)$$

Рассмотрим изгибающийся железобетонный элемент, усиленный, к примеру, наращиванием в сжатой зоне с обеспечением жесткого контакта, с максимальным изгибающим моментом $[M(\bar{t}) + \Delta M(t)]$ от внешней нагрузки (рис.4.2). Запишем систему уравнений напряженно-деформированного состояния нормального сечения с координатой z железобетонного элемента с максимальным изгибающим моментом, аналогичную (3.28). Для этого в момент времени t будем рассматривать железобетонный элемент как составной с податливым контактным швом стержень, состоящий из бетонного элемента, усиленного наращиванием, и отдельно арматуры, по контакту которых действует сдвигающее усилие T_s .

$$\begin{aligned} & \int\limits_{A_b} E_{bi}(t) \varepsilon_{bi}(t) y_{bi} dA + \int\limits_{A_{b,ad}} E_{b,adi}(t) \varepsilon_{b,adi}(t) y_{b,adi} dA + \sum_{i=k+1}^n E_{si}(t) \varepsilon_s(t) A_{si} y_s - \\ & - M(\bar{t}) - \Delta M(t) = 0, \\ & \int\limits_{A_b} E_{bi}(t) \varepsilon_{bi}(t) dA + \int\limits_{A_{b,ad}} E_{b,adi}(t) \varepsilon_{b,adi}(t) y_{b,adi} dA + T_s(t) = 0, \quad (4.5) \\ & \sum_{i=k+1}^n E_{si}(t) \varepsilon_s(t) A_{si} - T_s(t) = 0. \end{aligned}$$

Условие совместности деформаций

$$\varepsilon_s(t, z) - \varepsilon_{bt}(t, z) = \varepsilon_g(t, z) \quad (4.6)$$

пренебрегая величиной $\varepsilon_{bt}(t, z)$ как малой в сравнении с относительной деформацией арматуры можно записать в виде

$$\frac{d}{dz} \left[\frac{T_s'(t)}{\zeta(t)} \right] = \frac{1}{r_c}(t) [y_{0,c}(t) - y_s] \quad (4.7)$$

или по А.Р. Ржаницыну

$$\frac{T_s''(t)}{\lambda^2(t)} - T_s(t) - \frac{\Delta_s(t)}{\gamma(t)} = 0, \quad (4.8)$$

где

$$\gamma(t) = \frac{[y_{0,c}(t) - y_s]^2}{\sum_{i=1}^n E_{bi}(t) A_{bi} [y_{0,c}(t) - y_{bi}]^2 + \sum_{i=1}^{k-1} E_{b,adi}(t) A_{b,adi} [y_{0,ad}(t) - y_{b,adi}]^2 + \sum_{i=k+1}^n E_{si}(t) A_{si} [y_{0,c}(t) - y_s]^2}, \quad (4.9)$$

$$\Delta_s(t) = \frac{[M(\bar{t}) + \Delta M(t)]\gamma(t)}{y_{0,c}(t) - y_s} - T_s(t)\gamma(t). \quad (4.10)$$

Решение дифференциального уравнения (4.8) будет иметь вид

$$T_s(t) = C_1 sh[\lambda(t)z] + C_2 ch[\lambda(t)z] - \frac{\Delta_s(t)}{\gamma(t)}. \quad (4.11)$$

$$T_s'(t) = \lambda(t)C_1 ch[\lambda(t)z] + \lambda(t)C_2 sh[\lambda(t)z], \quad (4.12)$$

Рассмотрим далее участок железобетонного элемента длиной, равной расстоянию между трещинами l_{crc} (рис.4.2, в). Произвольные постоянные C_1, C_2 определяем из граничных условий на участке между трещинами. Для сечений с трещиной можно записать

$$T_s(t) \Big|_{z=\frac{l_{crc}}{2}} = C_1 sh\left[\lambda(t)\frac{l_{crc}}{2}\right] + C_2 ch\left[\lambda(t)\frac{l_{crc}}{2}\right] - \frac{\Delta_s(t)}{\gamma(t)} = 0, \quad (4.13)$$

$$T_s(t) \Big|_{z=-\frac{l_{crc}}{2}} = C_1 sh\left[\lambda(t)\left(-\frac{l_{crc}}{2}\right)\right] + C_2 ch\left[\lambda(t)\left(-\frac{l_{crc}}{2}\right)\right] - \frac{\Delta_s(t)}{\gamma(t)} = 0. \quad (4.14)$$

С учетом найденных постоянных C_1, C_2 и после преобразований уравнения (4.11) и (4.12) имеют вид

$$T_s(t) = \frac{M(\bar{t}) + \Delta M(t)}{y_{0,c}(t) - y_s} \left[1 - \frac{ch[\lambda(t)z]}{ch\left[\lambda(t)\left(\frac{l_{crc}}{2}\right)\right]} \right], \quad (4.15)$$

$$T_s'(t) = \lambda(t) \frac{M(\bar{t}) + \Delta M(t)}{y_{0,c}(t) - y_s} \left[\frac{sh[\lambda(t)z]}{ch\left[\lambda(t)\left(\frac{l_{crc}}{2}\right)\right]} \right], \quad (4.16)$$

Обозначим модуль сдвиговых деформаций (по А.Р. Ржаницыну, коэффициент жесткости связей) через $G(t)$, тогда коэффициент $\lambda(t)$ определяется выражением $\lambda(t) = \sqrt{G(t) \cdot \gamma(t)}$.

Определяем ширину раскрытия трещин как накопление относительных взаимных смещений арматуры и бетона на длине участка между трещинами l_{crc} .

$$a_{crc} = \frac{2}{G(t)} \int_0^{l_{crc}/2} \lambda(t)^2 \frac{M(\bar{t}) + \Delta M(t)}{y_{0,c}(t) - y_s} \left[\frac{ch[\lambda(t)z]}{ch\left[\lambda(t)\left(\frac{l_{crc}}{2}\right)\right]} \right] dz =$$

$$\begin{aligned}
&= \frac{2\lambda(t)^2}{G(t)ch\left[\lambda(t)\left(\frac{l_{crc}}{2}\right)\right]} \cdot \frac{M(\bar{t}) + \Delta M(t)}{y_{0,c}(t) - y_s} \int_0^{l_{crc}/2} [ch[\lambda(t)z]] dz = \\
&= \frac{2\lambda(t)}{G(t)} \cdot \frac{M(\bar{t}) + \Delta M(t)}{y_{0,c}(t) - y_s} th\left[\lambda(t)\left(\frac{l_{crc}}{2}\right)\right]. \quad (4.17)
\end{aligned}$$

Расстояние между трещинами можно находить из выражения (4.3) с учетом подстановки в него выражений (4.4) и (4.16) с последующим интегрированием

$$l_{crc} = \frac{2}{\lambda(t)} arch(D) = \frac{2}{\lambda(t)} \ln\left(D + \sqrt{D^2 + 1}\right), \quad (4.18)$$

$$D = \frac{M(\bar{t}) + \Delta M(t)}{M(\bar{t}) + \Delta M(t) - [y_{0,c}(t) - y_s] \cdot [\sigma_s - \varepsilon_{btu} E_s] A_s}. \quad (4.19)$$

Расчет по формуле (4.18) дает результаты, сопоставимые с опытными и вычисленными по формуле (4.20) В.И. Мурашева [97, 98] значениями

$$l_{crc} = k_l a \cdot u \cdot \eta, \quad (4.20)$$

где $k_l = \frac{W_{pl}}{\alpha W_s} - 2$, $\eta = 0.7$ - для стержневой арматуры периодического профиля, $a = E_s/E_b$, $u = d/4$, d - диаметр арматуры.

Коэффициент ψ_s , учитывающий работу растянутого бетона между трещинами, находится как отношение средних относительных деформаций i -того ряда арматуры на участке между трещинами к относительным деформациям в сечении с трещиной

$$\begin{aligned}
\psi_{s,i} &= \frac{\varepsilon_{sm,i}(t)}{\varepsilon_{s,i}(t)} = \frac{\frac{E_{si}(t)A_{si}\varepsilon_{si}(t)l_{crc}}{0} - 2 \int_0^{l_{crc}/2} T_s(t)}{\frac{E_{si}(t)A_{si}\varepsilon_{si}(t)l_{crc}}{0}} = 1 - \frac{2 \int_0^{l_{crc}/2} T_s(t)}{\sigma_{si}(t)l_{crc}A_{si}} = \\
&= 1 - \frac{2 \int_0^{l_{crc}/2} \frac{M(\bar{t}) + \Delta M(t)}{y_{0,c}(t) - y_s} \left[1 - \frac{ch[\lambda(t)z]}{ch\left[\lambda(t)\left(\frac{l_{crc}}{2}\right)\right]}\right]}{\sigma_{si}(t)l_{crc}A_{si}} =
\end{aligned}$$

$$= 1 - \frac{2[M(\bar{t}) + \Delta M(t)]}{(y_{0,c}(t) - y_s)\sigma_{si}(t)l_{crc}A_{si}} \left\{ \frac{l_{crc}}{2} - \frac{1}{\lambda(t)} \operatorname{th} \left[\lambda(t) \left(\frac{l_{crc}}{2} \right) \right] \right\}. \quad (4.21)$$

В формуле (4.21) напряжения в арматуре σ_s в сечении с трещиной определяются по уравнениям напряженно-деформированного состояния, представленным в главе 3. Формула (4.21) отражает физическую сущность коэффициента ψ_s (рис. 4.3) и может быть использована при определении параметров напряженно-деформированного состояния нормального сечения усиленных железобетонных элементов. На рис. 4.3 графически представлено сопоставление зависимости (4.21) и зависимости (2.32) для коэффициента ψ_s .

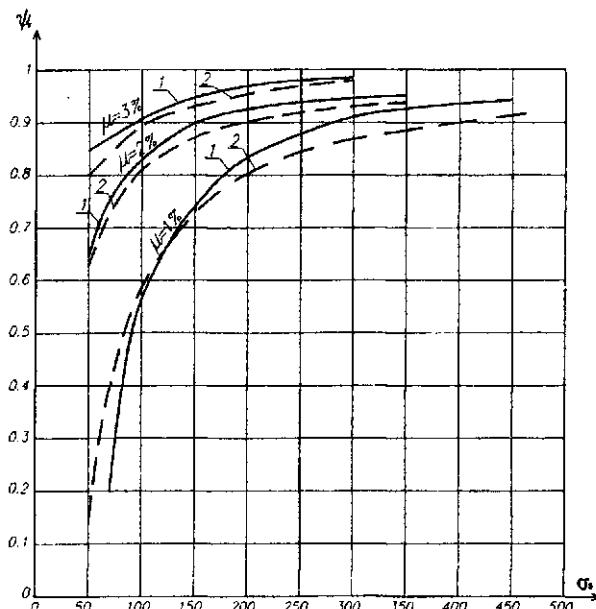


Рис. 4.3. Зависимость " $\psi_s - \sigma_s$ " при различных процентах армирования: 1- по формуле (4.21); 2- по формуле (2.32)

При количестве рядов арматуры более, чем один, следует рассматривать участок железобетонного элемента между трещинами, как составной стержень, состоящий из железобетонного элемента (входят элементарные слои бетона и арматуры, не пересекаемые трещиной в сечении с трещиной) и арматурного пояса с обобщенными характеристиками, между которыми действуют сдвигающие усилия. Если расстояние между слоями арматуры по

высоте сечения превышает $5d$ (d - диаметр арматуры), рассматривается каждый слой арматуры в отдельности. Если нормальная трещина пересекает податливый контактный шов между усиливающей и усиливающей частями конструкции, он также учитывается в данной расчетной схеме.

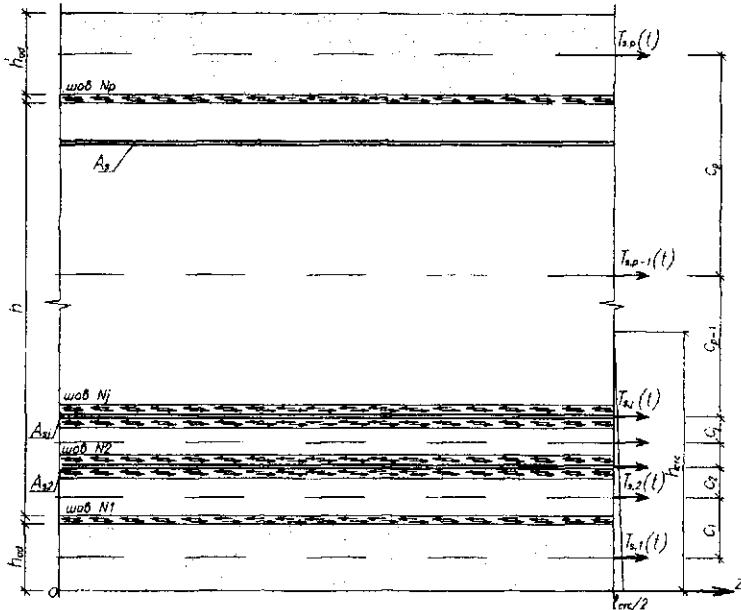


Рис. 4.4. Расчетная схема изгибающего железобетонного элемента, усиленного наращиванием в растянутой и сжатой зонах при p -швах

Система дифференциальных уравнений для всех p швов изгибаемых железобетонных элементов (рис.4.4) в общем виде может быть представлена следующим образом

где коэффициенты, входящие в уравнения определяются по следующим формулам:

$$\gamma_{jj}(t) = \frac{c_j^2}{\sum E(t)I(t)}, \quad \gamma_{j+1,j}(t) = \gamma_{j,j+1}(t) = \frac{c_j \cdot c_{j+1}}{\sum E(t)I(t)}, \quad \gamma_{s,j}(t) = \frac{[M(t) + \Delta M(t)]F_j}{\sum E(t)I(t)}. \quad (4.23)$$

Общая система интегрально-дифференциальных уравнений, состоящая из уравнений напряженно-деформированного состояния нормального сечения типа (4.5) и уравнений для контактных швов типа (4.22), сводится к системе нелинейных трансцендентных уравнений в разностной форме относительно неизвестных величин, которая решается методом Ньютона.

Выражение (4.17) для расчета ширины раскрытия нормальных трещин на основе параметров напряженно-деформированного состояния нормального сечения, учитывающих, как показано в главе 2 и 3, усадку и ползучесть бетона, предварительное напряжение арматуры, напряженно-деформированное состояние при усилении, позволяет лучше отразить физическую сущность раскрытия трещин, учесть влияние податливости контактного шва между усиливаемой и усиливающими частями, характерное для усиливаемых железобетонных конструкций.

В параграфе представлен метод расчета трещиностойкости усиленных конструкций на основе параметров напряженно-деформированного состояния нормальных сечений, основных положений теории деформаций В.И. Мурашева - Я.М. Немировского и теории составных стержней А.Р. Ржаницына, который находится в методическом единстве с методом расчета усиленных железобетонных конструкций по несущей способности, изложенном в главе 3.

4.2. Расчет по деформациям

Ограничение деформаций железобетонных конструкций устанавливается исходя из технологических, конструктивных, эстетических или физиологических требований. При проектировании железобетонных конструкций, в том числе и усиленных, оценка ожидаемых деформаций производится расчетным путем. Расчет деформаций железобетонных конструкций осложняется неравномерностью распределения и сложностью установления жесткостных характеристик железобетонных элементов.

Развитие общей теории жесткости и трещиностойкости железобетона неразрывно связано с именем проф. В.И. Мурашева.

На основе учета возможности образования в растянутой зоне трещин, работы растянутого бетона между трещинами, развития пластических деформаций в бетоне сжатой зоны в 1940 г. был предложен метод расчета деформаций железобетонных элементов. При чистом изгибе выражение для кривизны по В.И. Мурашеву имеет вид

$$\frac{1}{r} = \frac{\varepsilon_{sm}}{h_0 - x_{cm}} = \frac{\varepsilon_{bm}}{x_{cm}} = \frac{\varepsilon_{sm} + \varepsilon_{bm}}{h_0}, \quad (4.24)$$

где ε_{sm} , ε_{bm} - средние относительные деформации соответственно растянутой арматуры и крайнего волокна сжатой зоны бетона; x_{cm} - средняя высота сжатой зоны бетона.

Вводя коэффициент ψ_s , учитывающий работу растянутой зоны и представляющий собой отношение средних относительных деформаций растянутой арматуры на участке между трещинами к относительным деформациям арматуры в сечении с трещиной, в котором работа растянутого бетона над трещиной не учитывается, В результате экспериментальных работ, проведенных Я.М. Немировским, удалось упростить вычисление величин, входящих в формулу (4.24). В.И. Мурашев получил выражение для определения жесткости изгибающего железобетонного элемента в следующем виде [49]

$$B = \frac{E_s}{\psi_s} A_s (h_0 - x_{cm})(h_0 - 0.5x_{cm}). \quad (4.25)$$

Принятый в нормах проектирования метод расчета по деформациям является дальнейшим развитием метода В.И. Мурашева. При этом принято предложение А.А. Гвоздева вычислять высоту сжатой зоны в сечении с трещиной без привлечения гипотезы плоских сечений, вводить в расчет дополнительный коэффициент ψ_b , учитывающий неравномерность деформаций сжатого бетона, а также вычислять деформации железобетонных элементов не через установление их жесткости, а непосредственно через кривизну.

В принятой гипотезе плоских сечений в постановке В.И. Мурашева - Я.М. Немировского рассматриваются средние значения относительных деформаций растянутой арматуры и сжатого бетона, а также высоты сжатой зоны. Названные параметры для железобетонных элементов после усиления вычисляются прямо по уравнениям напряженно-деформированного состояния нормально-го сечения, разработанным в главе 3. При этом учитываются влияние усадки и ползучести бетона, предварительное напряжение арматуры, податливость контактных швов, принятый метод усиления.

Деформации железобетонных элементов после усиления могут быть вычислены по известным формулам строительной механики. Например, прогиб в сечении с координатой z , обусловленный деформацией изгиба определяется по одной из следующих формул

$$f(t)_m = \int_0^l \frac{\bar{M}(t)_z M(t)_{z,q}}{B_z} dz, \quad (4.26)$$

$$f(t)_m = \int_0^l \bar{M}(t)_z \left(\frac{1}{r} \right)_z dz, \quad (4.27)$$

где $\bar{M}(t)_z$ -изгибающий момент в сечении z от действия единичной силы, приложенной по направлению искомого перемещения элемента в сечении по длине пролета; $M(t)_{z,q}$ - изгибающий момент в сечении z от действующей нагрузки; B_z - жесткость усиленного железобетонного элемента в сечении z , вычисляется по формулам главы 3; $\left(\frac{1}{r} \right)_z$ - кривизна усиленного железобетонного элемента в сечении z , вычисляется по формулам главы 3.

Величина деформаций усиленных железобетонных конструкций в зависимости от метода усиления и предъявляемых требований может отсчитываться от начального состояния усиливающей конструкции или состояния конструкции перед усилением. Например, если усиление элементов железобетонного перекрытия осуществляется увеличением поперечного сечения путем наращивания сверху и снизу и предельно допустимые прогибы установлены исходя из конструктивных и эстетических требований, отсчет назначается от состояния перекрытия перед усилением. В этом случае в расчет вводится дополнительная кривизна усиленного сечения после усиления $\left(\frac{1}{r} \right)_{ad}$.