

Основы расчета и проектирования железобетонных конструкций

(электронное пособие к курсу
“Железобетонные конструкции”
для студентов специальности ПГС)

Пособие предназначено студентам строительных специальностей вузов, изучающим общий курс железобетонных конструкций. На 80 электронных страницах рассмотрены основные разделы теоретической части курса.

Дополняя учебники и лекции, пособие поможет студентам глубже разобраться в основных вопросах предмета. Оно содержит ссылки на разделы и главы норм, а также программные комплексы и методические указания, облегчающие практику курсового и дипломного проектирования.

Пособие может оказать методическую и практическую помощь преподавателям и инженерам-проектировщикам, желающим освежить свое представление о физической сути применяемых методов расчета и перейти на автоматизированное их выполнение.



**162-этажное здание «Бурдж Халиф» высотой 828 м
(Дубай, Объединенные Арабские Эмираты)**

Содержание

Раздел I

Бетон, арматура и железобетон

Раздел II

Предварительное напряжение

Раздел III

Прочность нормальных сечений при изгибе

Раздел IV

Прочность нормальных сечений сжатых и растянутых элементов

Раздел V

Прочность наклонных сечений при изгибе

Раздел VI

Расчет на местное действие нагрузок

Раздел VII

Трещиностойкость железобетонных элементов

Раздел VIII

Расчет по деформациям

Приложения

MUP-M

Железобетонные конструкции многоэтажного здания в монолитном варианте (методические указания к курсовому проекту №1)

MUP-1

Железобетонные конструкции многоэтажного каркасного здания в сборном варианте (методические указания к курсовому проекту №1)

MUP-2

Сборные железобетонные конструкции одноэтажного промышленного здания (методические указания к курсовому проекту №2)

ASK

Программный комплекс статического расчета рамы одноэтажного промышленного здания (к курсовому проекту №2)



Раздел I

Бетон, арматура и железобетон

I.1 Идея железобетона

I.2 Бетон — материал упруго-пластический

I.3 Объемные деформации бетона

I.4 Марки и классы бетона по прочности на сжатие

I.5 Призменная прочность бетона

I.6 Усиление бетона косвенной арматурой

I.7 Мягкие и твердые арматурные стали

I.8 Сцепление арматуры с бетоном

I.9 Предельные состояния конструкций

I.10 Нормативные и расчетные сопротивления бетона и арматуры

Раздел II

Предварительное напряжение

II.1 Идея и способы создания предварительного напряжения

II.2 Эффект предварительного напряжения

II.3 Выбор вида напрягаемой арматуры

II.4 Приведенные геометрические характеристики сечения

II.5 Назначение величины предварительного напряжения

II.6 Потери предварительного напряжения

II.7 Стадии работы обычных и преднапряженных элементов

II.8 Определение напряжений от обжатия

II.9 Преднапряжение сжатых элементов и сжатых зон изгибаемых элементов

II.10 Самоанкерующаяся арматура

Раздел III

Прочность нормальных сечений при изгибе

III.1 Три стадии напряженного состояния при изгибе

III.2 Прочность нормальных сечений изгибаемых элементов прямоугольного профиля

III.3 Прямая задача проектирования: подбор арматуры

III.4 Обратная задача проектирования: проверка прочности

III.5 Табличный способ расчета

III.6 Прочность тавровых сечений с полкой в сжатой зоне

III.7 Два случая работы тавровых сечений

III.8 Особенности расчета сечений с жесткой арматурой

III.9 Конструкции со смешанным армированием

III.10 Особенности расчета сечений со смешанной арматурой

III.11 Пластический шарнир

III.12 Перераспределение моментов

III.13 Особенности расчета сечений с пластическим шарниром

III.14 Цели расчета в предэксплуатационной стадии

III.15 Особенности расчета в предэксплуатационной стадии

Раздел IV

Прочность нормальных сечений сжатых и растянутых элементов

IV.1 Работа железобетона при сжатии

IV.2 Эксцентриситеты приложения усилий в сжатых элементах

IV.3 Расчет прочности внецентренно сжатых элементов

IV.4 Прямая задача проектирования: подбор арматуры

IV.5 Сжатые элементы с жесткой арматурой

IV.6 Расчет сжатых бетонных элементов

IV.7 Расчет прочности растянутых элементов

IV.8 Общий случай расчета нормальных сечений железобетонных элементов

Раздел V

Прочность наклонных сечений при изгибе

V.1 Схемы разрушения по наклонным сечениям

V.2 Прочность наклонных сечений при действии поперечной силы

V.3 Проекции наклонных сечений и трещин

V.4 Обратная задача проектирования: проверка прочности наклонных сечений

V.5 Прямая задача проектирования: подбор поперечной арматуры

V.6 Расчет на изгиб по наклонной трещине

V.7 Особенности расчета наклонных сечений элементов с жесткой арматурой

V.8 Расчет прочности коротких консолей

Раздел VI

Расчет на местное действие нагрузок

VI.1 Расчет на местное сжатие (смятие)

VI.2 Расчет на продавливание

VI.3 Расчет на отрыв

Раздел VII

Трещиностойкость железобетонных элементов

VII.1 Категории трещиностойкости

VII.2 Расчет центрально растянутых элементов по образованию трещин

VII.3 Расчет изгибаемых элементов по образованию трещин

VII.4 Расчет внецентренно сжатых и растянутых элементов по образованию трещин

VII.5 Влияние начальных трещин на трещиностойкость в стадии эксплуатации

VII.6 Расчет трещиностойкости наклонных сечений



VII.7 Определение ширины раскрытия трещин

VII.8 Закрытие (зажатие) трещин

Раздел VIII Расчет по деформациям

VIII.1 Ограничения деформаций

VIII.2 Определение кривизны

VIII.3 Определение прогибов

**Виадук Кохер
на дороге Хайльбронн – Нюрнберг
(Германия).
Общая длина 1128 м,
наибольший пролет 138 м,
высота над рекой 185 м,
ширина проезда 31 м.**



1.1. Идея железобетона

Прочность бетона на сжатие, как и любого природного или искусственного камня, в 10...20 раз больше прочности на растяжение. Поэтому бетон используют в тех частях зданий и сооружений, которые работают преимущественно на сжатие: в фундаментах, колоннах, стенах, сводах, опорах мостов и т. п. В изгибаемых элементах бетон не применяют: он разрушится от разрыва растянутой зоны при небольших нагрузках, задолго до исчерпания прочности сжатой зоны (**рис. 1.1.1а**).

Прочность стальной арматуры (стержни, канаты и т.п.) на растяжение в сотни раз выше, чем у бетона. Если в растянутую зону ввести арматуру, то после образования трещин она воспримет все растягивающие усилия, оставив бетону только сжимающие (**рис. 1.1.1б**). Изгибающему моменту будет сопротивляться внутренняя пара сил: сжимающая в бетоне и растягивающая в арматуре.

Разрушающая нагрузка может возрасти в десятки раз. В некоторых случаях арматуру требуется устанавливать и в сжатой зоне.

Бетон — материал более долговечный, чем арматурная сталь, он менее подвержен коррозии. Кроме того, по сравнению со сталью бетон более огнестоек, т.е. дольше сохраняет несущую способность при действии высокой температуры, что особенно важно для эвакуации при пожаре. Поэтому арматура, уложенная внутри бетонного тела, хорошо защищена слоем бетона от коррозии и высокой температуры. Нормы проектирования устанавливают минимальные величины защитного слоя бетона: не менее диаметра стержня (в ряде случаев не менее 2-х диаметров) и не менее 10...70 мм в зависимости от условий эксплуатации. Без защитного слоя невозможно обеспечить надежное сцепление арматуры с бетоном, а значит и их совместное деформирование. Поскольку бетон хорошо сопротивляется сжатию, а арматура растяжению, идею объединения

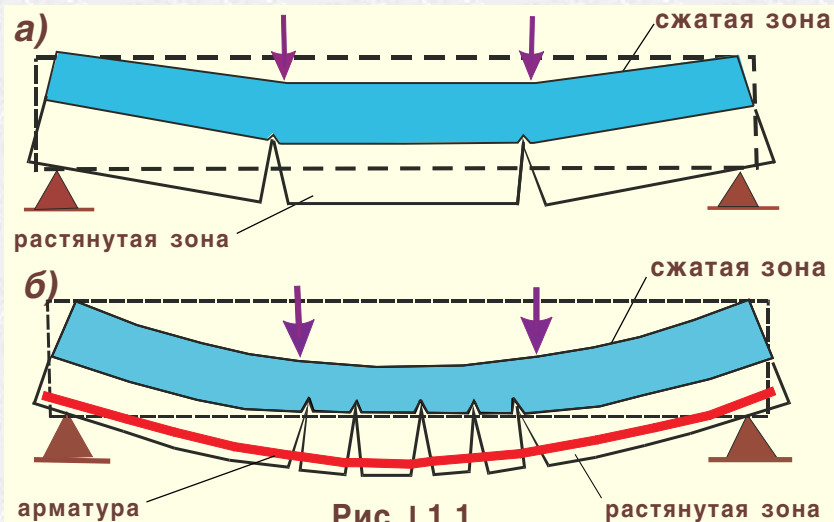


Рис. 1.1.1

бетона и арматуры в новый композитный материал — железобетон — можно сформулировать так: **заставить бетон и арматуру работать совместно, передав при этом сжимающие напряжения, в основном, на бетон, а растягивающие — на арматуру.**

1.2. Бетон — материал упруго-пластический

Поскольку основное назначение бетона — воспринимать сжатие, диаграмму его деформирования отобразим в обратном по сравнению с принятым в курсе сопротивления материалов виде (рис. 1.2.1).

При кратковременном действии внешней нагрузки деформации бетона ε_b состоят из двух частей: упругой ε_e (обратимой) и пластической ε_{pl} (необратимой), $\varepsilon_b = \varepsilon_e + \varepsilon_{pl}$. По мере роста напряжений доля последней возрастает, поэтому диаграммы сжатия и растяжения криволинейны. Модуль упругости бетона соответствует только начальному участку диаграммы, когда деформации еще можно считать упругими, — его и называют начальным модулем упругости: $E_b = \sigma_b / \varepsilon_e = \operatorname{tg} \alpha_0$.

Деформативность бетона зависит от скорости его нагружения: при мгновенном нагружении (например, ударе) пластические деформации ничтожно малы, при кратковременном — весьма заметны, при длительном — очень велики. Прочность же, наоборот, при мгновенном нагружении возрастает, а при длительном — уменьшается, что в расчетах учитывают коэффициентами условий работы соответственно $\gamma_{b2} = 1,1$ и $\gamma_{b2} = 0,9$.

Пластические свойства бетона вызывают такое явление, как ползучесть: рост во времени деформации ε_{pl} при постоянном напряжении σ_b . Чем выше σ_b , тем больше доля ε_{pl} . Наиболее интенсивно они проявляются в первое время после приложения нагрузки, затем затухают в течение нескольких лет.

Для работы железобетонных конструкций важны предельные деформации перед разрушением ε_{bu} , которые зависят от многих причин и изменяются в значительных пределах. Для расчетов принимают: при осевом кратковременном сжатии $\varepsilon_{bu} = 2 \cdot 10^{-3}$, длительном $\varepsilon_{bu} = 2,5 \cdot 10^{-3}$, при изгибе и внецентренном сжатии $\varepsilon_{bu} = 3,5 \cdot 10^{-3}$, при центральном растяжении $\varepsilon_{btu} = 1,5 \cdot 10^{-4}$.

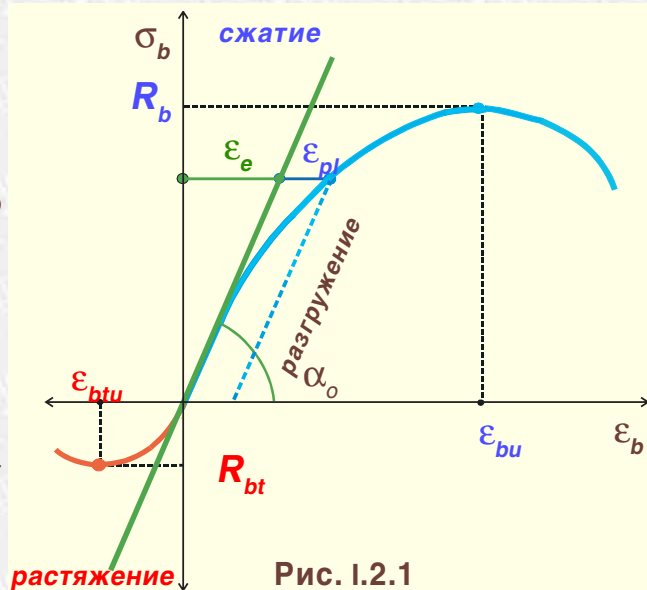


Рис. 1.2.1

1.3. Объемные деформации бетона

Кроме деформаций от внешних силовых воздействий, в бетоне могут развиваться объемные деформации от усадки и изменения температуры.

Усадка — это свойство бетона уменьшаться в объеме (укорачиваться во всех направлениях) при твердении в воздушной среде. Усадке подвергаются не все компоненты бетона, а только цементный камень. Уменьшаясь в объеме, он сжимает обволакиваемые им препятствия (крупный заполнитель, арматуру), получая от них противодействие: в препятствии возникают сжимающие, а в цементном камне — растягивающие напряжения. Последние могут привести к появлению усадочных трещин. Чем меньше защитный слой и чем больше диаметр арматуры, тем больше вероятность образования усадочных трещин на поверхности бетона. В обычной арматуре усадка вызывает появление сжимающих напряжений, в преднапряженной — снижение (потери) растягивающих напряжений. При твердении под водой наблюдается противоположное явление — набухание бетона.

При изменении температуры деформируются все компоненты бетона и арматура железобетонных конструкций. Если концы конструкции закреплены так, что она не может свободно укорачиваться при снижении или удлиняться при повышении температуры, то в ее сечении возникнут соответственно растягивающие или сжимающие напряжения. При большой длине конструкции и значительном перепаде температуры это может привести к появлению больших внутренних усилий, которые, складываясь с усилиями от других внешних воздействий, могут вызвать серьезные нарушения (вплоть до разрушения). По этой причине длинные сооружения делят швами на температурные блоки, а в некоторых случаях выполняют специальные расчеты.

1.4. Марки и классы бетона по прочности на сжатие

Прочность бетона на сжатие определяют испытанием кубов размерами $150 \times 150 \times 150$ мм через 28 суток хранения при температуре $20 \pm 2^\circ\text{C}$. Бетон, как и любой другой материал, неоднороден. Поэтому даже при испытаниях кубов одного замеса прочность будет изменяться в определенных пределах. При большом числе испытаний (рис. 1.4.1) изменчивость прочности можно представить кривой

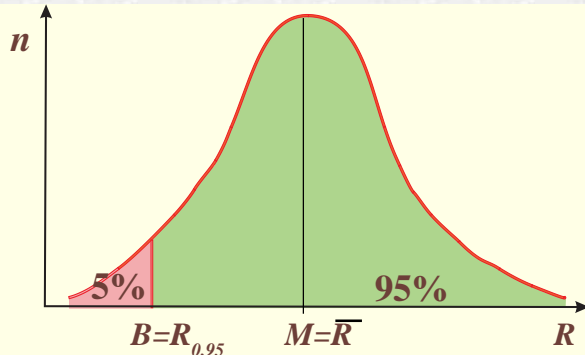


Рис. 1.4.1



нормального распределения, где n — число испытаний, в которых была получена прочность данного уровня. Марка M соответствует вершине кривой, т.е. среднему значению прочности из общего числа N испытаний. Класс B — это кубиковая прочность с обеспеченностью (доверительной вероятностью) 0,95. При среднем значении коэффициента вариации 0,135 $B=0,78M$ (рис. 1.4.1).

Для некоторых конструкций требуется определять также класс по прочности на осевое растяжение B_t , марок по морозостойкости F , водонепроницаемости W , средней плотности D , самонапряжению S_p .

1.5. Призменная прочность бетона

Призменная прочность R_b наиболее точно соответствует реальной работе бетона в конструкциях. Ее определяют испытанием призм длина которых в 4 раза больше размеров поперечного сечения. При испытании кубов из-за трения между плитами пресса и опорными гранями куба прочность R получается, примерно, на треть выше R_b . Поскольку на изготовление призм требуется бетона больше, а испытание их более трудоемко, в строительной практике прочность бетона определяют по испытаниям кубов, а призменную прочность — по эмпирической зависимости $R_b = (0,77 - 0,00125B)B$.

1.6. Усиление бетона косвенной арматурой

При сжатии бетонных призм по контакту цементно-песчаного тела с зернами заполнителя и пустотами в силу разницы их деформационных свойств возникают растягивающие напряжения, направленные нормально усилию сжатия (рис. 1.6.1). Развиваются поперечные деформации, которые приводят к появлению продольных трещин.

С ростом нагрузки эти трещины сливаются, разделяя тело призмы на тонкие пластины и столбики, которые, теряя устойчивость, разрушаются. Таким образом, первопричиной разрушения бетона при сжатии является действие растягивающих напряжений, направленных нормально силовому сжимающему потоку.

Если развитию поперечных деформаций создать противодействие, трещины появятся позднее, сопротивление бетона сжатию увеличится. Именно с этой целью устанавливают косвенную арматуру в виде поперечных сеток (рис. 1.6.2), которая, растягиваясь при поперечных деформациях бетона, воздействует на бетон в виде сосредоточен-

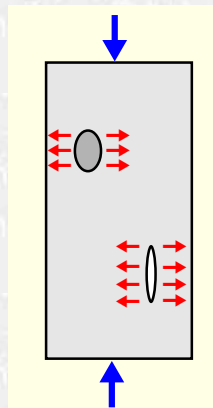


Рис. 1.6.1

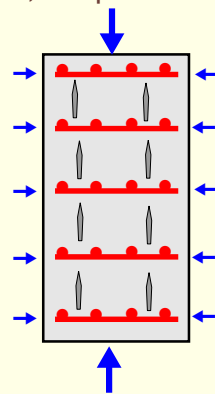


Рис. 1.6.2



Следует заметить, что эффект обоймы сработает только при достаточно частой установке сеток по длине призмы. Поэтому шаг сеток должен быть не более 150 мм и не более 1/3 меньшей стороны сечения. Кроме того, такое усиление возможно на сравнительно коротких участках, где не может произойти общей потери устойчивости сжатого элемента.

1.7. Мягкие и твердые арматурные стали

«Мягкая» арматура (классы A-I, A-II, A-III, B_p-I) на диаграмме растяжения имеют три участка (**рис. 1.7.1**): упругих деформаций от 0 до σ_{sy} (прямолинейный участок, здесь действует закон Гука), площадку текучести при напряжениях σ_{sy} (предел текучести), упруго-пластических деформаций

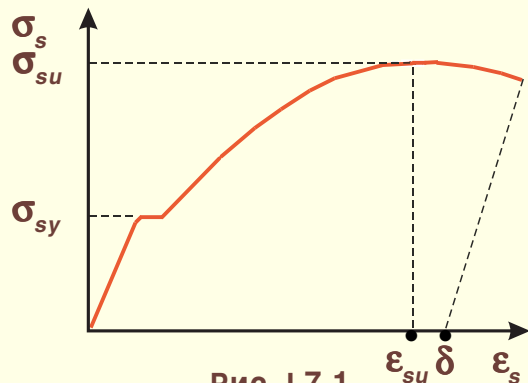


Рис. 1.7.1

(криволинейный участок). При проектировании конструкций учитывают работу арматуры на первом и втором участках. Текучесть арматуры в разной степени учитывают при расчете нормальных сечений на изгиб слабо и нормально армированных элементов, в расчетах статически неопределимых конструкций по методу предельного равновесия и в других случаях. Третий участок в расчетах не учитывают, поскольку деформации здесь настолько велики, что в реальных условиях они могут развиваться только в момент разрушения конструкции.

«Твердая» арматура (классы A-IV и выше, B-II, B_p-II, K-7, K-19) не имеет физического предела текучести (**рис. 1.7.2**), она деформируется упруго до предела пропорциональности σ_{se} , а далее диаграмма искривляется. Граница безопасной работы определяется условным пределом текучести $\sigma_{0,2}$, при котором остаточные деформации (пластические необратимые удлинения) составляют 0,2%. У «твердых» сталей прочность выше, чем у «мягких», но удлинение после разрыва δ меньше, т.е. они более хрупкие. Однако при малых удлинениях может произойти хрупкое (внезапное) обрушение железобетонной конструкции: арматура разорвется, когда прогибы малы, а раскрытие трещин незначительно —

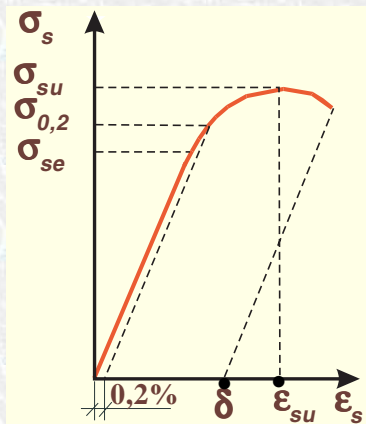


Рис. 1.7.2

другими словами, когда конструкция не подает сигналов, предупреждающих об опасном состоянии. Поэтому арматура любого класса должна иметь величину полного относительного удлинения после разрыва δ не менее 2%.

Пластические свойства определяют также минимальный радиус загиба в холодном состоянии. Для монтажных петель применяют стержни класса А-I, поскольку у этой стали самые высокие пластические свойства, которые позволяют гнуться стержни с малыми радиусами. Если аналогичные петли изготавливать из “твердой” (высокопрочной) стали, то в них образуются трещины, которые приведут к излому петель, если не в процессе изготовления, то в процессе подъема самой конструкции, что особенно опасно.

1.8. Сцепление арматуры с бетоном

Сцепление арматуры с бетоном необходимо для обеспечения их совместной работы. Без сцепления арматура не вступит в работу — бетон будет работать сам по себе. Без сцепления арматуру можно применять только в преднапряженных конструкциях, размещая ее в специальных каналах (а иногда даже снаружи конструкции) и передавая усилие ее предварительного натяжения на бетон через концевые анкера — арматура здесь выполняет роль внешней силы, разгружающей конструкцию. Такая арматура должна быть надежно защищена от коррозии.

Прочность сцепления зависит от нескольких факторов, главные из которых: зацепление выступов арматуры периодического профиля за бетон; силы трения, вызванные усадкой бетона; склеивание цементного камня с поверхностью металла. Наибольшее влияние на прочность сцепления оказывает первый фактор — зацепление. Если арматура гладкая, силы сцепления снижаются в 2...3 раза. Еще больше они снижаются, если поверхность арматуры загрязнена, замаслена или покрыта ржавчиной. Поэтому перед бетонированием поверхность арматуры любого профиля должна быть тщательно очищена от грязи, ржавчины и обезжирена.

Суммарная сила сцепления T_c препятствует проскальзыванию арматуры и направлена в сторону, противоположную направлению смещения арматуры (рис. 1.8.1). Она являет-

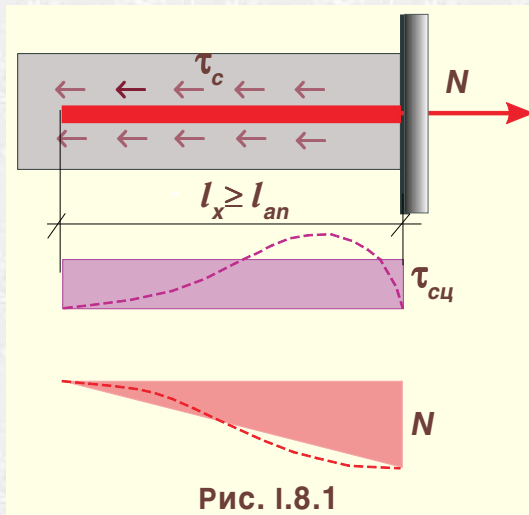


Рис. 1.8.1

ся реакцией противодействия, должна быть равна по абсолютной величине продольному усилию в стержне N и складывается из напряжений сцепления τ_c , развивающихся по поверхности контакта арматуры с бетоном. Эпюру τ_c для простоты расчетов принимают прямоугольной, а эпюру N_s соответственно треугольной, хотя в действительности обе они криволинейны (пунктирные линии на **рис. 1.8.1**). Внешнее усилие N уравнивается касательными напряжениями $\tau_c = N/A_{сц}$, где $A_{сц}$ — площадь поверхности контакта арматуры с бетоном.

Сцепление характеризуется длиной зоны анкерования l_{an} , т.е. такой длиной заделки арматуры в бетоне, которая обеспечивает полное использование ее прочности. Длина $l_{an} = ((\omega_{an} R_s / R_b) + \Delta \lambda_{an}) d \geq \lambda_{an} d$, где ω_{an} , $\Delta \lambda_{an}$, λ_{an} — коэффициенты, определяемые по таблицам норм, d — диаметр стержня. Если стержень заделан на величину $l_x \geq l_{an}$, то выдернуть его из бетона невозможно, он разорвется или потечет в другом месте при усилии $N = R_s A_s$; если на величину $l_x < l_{an}$, то он выдернется при усилии $N = R_s A_s l_x / l_{an} = \gamma_{s5} R_s A_s$, недоиспользовав свою прочность. Чем лучше сцепление, тем выше τ_c , тем меньше l_{an} , длина которой определяется по нормам в зависимости от вида арматуры, ее диаметра и прочности бетона. С увеличением диаметра и прочности арматуры l_{an} растет, с увеличением прочности бетона — снижается. Для предварительно напряженной арматуры при этом необходим учет особенностей сцепления на длине зоны передачи напряжений (**см. п II.10**). Конструктор должен обеспечить заделку арматуры по обе стороны от опасного сечения на величину не менее l_{an} . Когда это невозможно, следует заанкеривать арматуру дополнительно. Например, концы арматурных стержней перемычек двухветвевых колонн отгибают (**рис. 1.8.2а**), к концам рабочих стержней в узлах ферм приваривают «коротыши» (**рис. 1.8.2б**), продольную рабочую арматуру в изгибаемых элементах приваривают к пластинам опорных закладных деталей (**рис. 1.8.2в**).

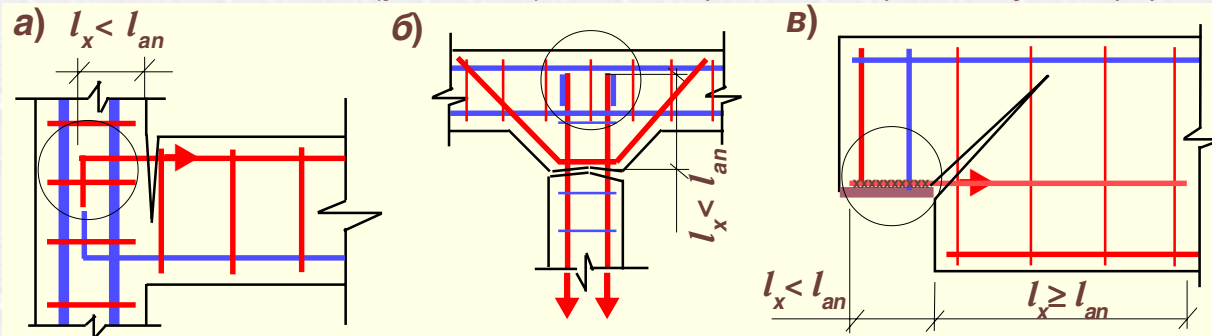


Рис. 1.8.2

«коротыши» (**рис. 1.8.2б**), продольную рабочую арматуру в изгибаемых элементах приваривают к пластинам опорных закладных деталей (**рис. 1.8.2в**).



1.9. Предельные состояния конструкций

Нормы проектирования предусматривают расчет конструкций по методу предельных состояний. Последними являются такие состояния, с наступлением которых дальнейшая эксплуатация конструкции невозможна или затруднена. Они разделены на две группы:

- первая группа (дальнейшая эксплуатация невозможна) включает расчеты по прочности, устойчивости формы или положения, выносливости;
- вторая группа (дальнейшая эксплуатация затруднена) включает расчеты по образованию, раскрытию и закрытию трещин, по деформациям.

Нагрузки и физико-механические характеристики бетона и арматуры статистически изменчивы (имеют разброс значений).

Нормативные нагрузки q_n устанавливаются нормами по заранее заданной вероятности превышения средних значений, расчетные нагрузки получают умножением нормативной на коэффициент надежности по нагрузке γ_f , обычно больший единицы, $q = q_n \gamma_f$.

Расчеты по первой группе предельных состояний ведутся на действие расчетных нагрузок, по второй группе — на действие нормативных, иногда, расчетных нагрузок (см. п VII.1).

1.10. Нормативные и расчетные сопротивления бетона и арматуры

В качестве нормативной величины сопротивления материала R_n принимают такую прочность, которая давала бы 95% гарантии, а риска — лишь 5%, т.е. с обеспеченностью 0,95. Следовательно, нормативным сопротивлением бетона сжатию R_{bn} является призмочная прочность с обеспеченностью 0,95, а нормативным сопротивлением арматуры растяжению R_{sn} — условный или физический пределы текучести с обеспеченностью 0,95.

Строительные конструкции должны обладать запасом несущей способности, который предохраняет от многих неприятных случайностей и обеспечивает долговечность зданий и сооружений. Поэтому в расчетах по первой группе предельных состояний используют не нормативные, а более низкие — расчетные сопротивления материалов, взятые с запасом по отношению к нормативным: $R = R_n \gamma_{mi} / \gamma_m$, где γ_m — коэффициенты надежности по прочности материала, γ_{mi} — коэффициенты условий работы материала. Значение γ_m тем больше, чем больше разброс прочности материала. Для бетона $\gamma_b = 1,3$, для арматуры $\gamma_s = (1,05 \dots 1,2)$ в зависимости от класса стали.



Сталь одинаково хорошо сопротивляется растяжению и сжатию, но предельная сжимаемость бетона при кратковременном нагружении $\varepsilon_{bu} = 2 \cdot 10^{-3}$. Поскольку, благодаря сцеплению, арматура деформируется совместно с бетоном ($\varepsilon_{sc} = \varepsilon_{bu}$), предельные напряжения в ней не могут превышать $\sigma_{sc,u} = \varepsilon_{sc} E_s = 2 \cdot 10^{-3} \cdot 2 \cdot 10^5 = 400$ МПа, откуда и $R_{sc} = 400$ МПа. Если нагрузка действует длительно, то за счет ползучести предельная сжимаемость возрастет до $2,5 \cdot 10^{-3}$, соответственно и $R_{sc} = 500$ МПа. При этом, разумеется, R_{sc} не может превышать предела текучести стали, т.е. $R_{sc} \leq R_s$. Заметим, что указанные расчетные значения ε_{bu} приняты в нормах одинаковыми для бетона всех классов. На самом деле, со снижением класса бетона его деформативность увеличивается.

Наступление в конструкции предельных состояний второй группы не столь опасно, как первой. Поэтому в расчетах по 2-й группе предельных состояний используют нормативные сопротивления R_n . В нормах их обозначают R_{ser} и именуют расчетными сопротивлениями для предельных состояний 2-й группы, но на практике по-прежнему употребляют термин “нормативное сопротивление”, тем более, что численно $R_{ser} = R_n$.

II.1. Идея и способы создания предварительного напряжения

Идея предварительного напряжения состоит в том, что в бетоне сечения железобетонной конструкции при изготовлении искусственно создают внутренние напряжения, противоположные по знаку тем, которые будут возникать при действии внешней нагрузки. Предварительное напряжение создают, в основном, за счет предварительного натяжения рабочей арматуры двумя способами.

Первый способ (рис. II.1.1): заранее бетонируют конструкцию, оставляя в ней каналы, в которые пропускают арматуру (пучки из проволок, канаты, стержни); после набора бетоном необходимой прочности арматуру натягивают, а ее концы закрепляют на торцах конструкции. Одновременно с натяжением арматуры происходит сжатие (обжатие) бетона σ_{bp} . Поскольку усилие натяжения P передается на затвердевший бетон, способ называется “натяжением на бетон”.

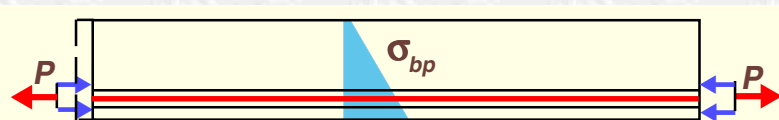


Рис. II.1.1

Второй способ (рис. II.1.2): вначале натягивают арматуру и закрепляют ее концы на упорах (упорами могут служить независимые упоры стенда или силовая форма). После бетонирования изделие подвергают тепло-влажностной обработке для ускорения набора прочности.

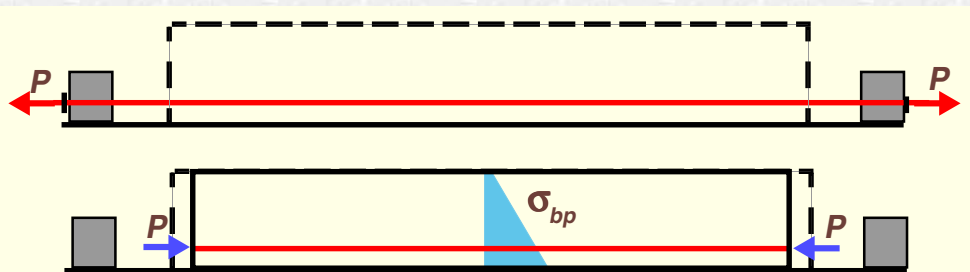


Рис. II.1.2

После набора бетоном необходимой прочности R_{bp} арматуру освобождают от закрепления на упорах. Упруго укорачиваясь, арматура обжимает бетон за счет сил сцепления. Этот способ называется “натяжением на упоры”.

Передаточная прочность бетона в момент обжатия R_{bp} меньше проектной прочности (класса B). Ждать, когда бетон наберет 100% проектной прочности, — расточительно, особенно в условиях заводского изготовления. Поэтому назначают такую минимальную величину R_{bp} , которая обеспечила бы прочность и трещиностойкость изделия при обжатии, подъеме и перевозке, полагая, что до приложения эксплуатационных нагрузок бетон наберет проектную

прочность. В любом случае R_{bp} принимают не менее 50% от класса B и не менее 11 МПа (для канатов, проволоки классов В-II и B_p -II, стержней классов А-VI и выше – не менее 15,5 МПа). Чем ниже R_{bp} , тем больше потери от ползучести, тем меньше сила обжатия; чем выше R_{bp} , тем больше продолжительность термообработки, тем дороже конструкция. Опыт показывает, что в большинстве случаев оптимальной является величина $R_{bp} = 0,7B$, поскольку она обеспечивает суточный цикл изготовления конструкций.

Преднапряжение можно создать и с помощью напрягающего цемента, при твердении которого бетон не уменьшается, а увеличивается в объеме, удлиняя за собой и арматуру: в ней возникают растягивающие напряжения, а сама она воздействует на бетон в виде сжимающих сил. Этот способ имеет ограниченное применение.

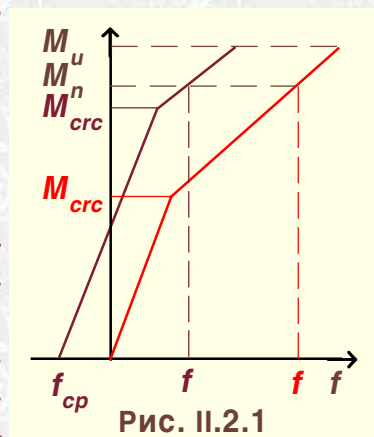
Арматуру натягивают механическим (гидродомкраты, грузы, рычаги) или электротермическим методами. Сущность второго состоит в следующем: заготавливают стержни определенной, точно выверенной длины с анкерами по концам, нагревают их сильным током до температуры не выше 350...400°C (иначе произойдет разупрочнение стали). При нагреве стержни удлиняются и в таком состоянии их закрепляют на упорах формы. В процессе охлаждения стержни стремятся укоротиться, т.е. вернуться в исходное состояние, но упоры этому препятствуют — в результате в арматуре возникают растягивающие напряжения.

Высокопрочную арматуру классов А-VII, В-II, B_p -II, К-7, К-19 натягивать электротермическим методом не имеет смысла, так как нагрев до 350...400°C позволяет достичь предварительного напряжения не выше 650...700 МПа, в то время как прочностные возможности этих классов намного выше. Для натяжения подобной арматуры разработан электротермомеханический метод, совмещающий электротермический и механический методы, однако широкого распространения он не получил. Поэтому арматуру перечисленных классов натягивают преимущественно механическим способом.

Арматуру закрепляют на упорах с помощью специальных анкеров. Это могут быть инвентарные (многоразовые) зажимы клинового и цангового типа или анкера однократного использования: утолщения (головки) с шайбами, обжимные шайбы и т. д. При натяжении на бетон применяют стационарные анкера различных систем, которые обычно являются неотъемлемой частью железобетонного элемента.

II.2. Эффект предварительного напряжения

Предварительное напряжение повышает трещиностойкость и жесткость конструкций. Сравним, деформирование двух балок — с обычной **S** и напрягаемой **S_p** арматурой (рис. II.2.1). У первой прогиб f начинается с нуля и растет по мере роста внешней нагрузки. У второй балки до приложения внешней нагрузки от действия силы обжатия P уже имеется выгиб (отрицательный прогиб) f_{cp} . Очевидно, что при одинаковом значении внешней нагрузки прогиб второй балки будет меньше прогиба первой. Таким образом, жесткость преднапряженной конструкции выше, что позволяет уменьшить размеры ее сечений. Кроме того, преднапряжение позволяет применять высокопрочные бетоны и арматуру, что дает дополнительное снижение расхода материалов и собственной массы конструкции. Предварительное напряжение не сказывается на прочности конструкции. После обра-



зования трещин усилие в растянутой зоне воспринимается только арматурой. Ее несущая способность $N_{su} = R_s A_s$ и определяет прочность элемента, независимо от того, был он преднапряженным или нет. Следует только заметить, что у высокопрочных сталей расчетные сопротивления достигают 1000 МПа и более, в то время как при допустимом раскрытии трещин на ширину 0,2...0,3 мм напряжения в арматуре составляют всего 250...350 МПа. Ясно, что при таких напряжениях прочностные возможности высокопрочной арматуры не используются, поэтому ее применение без предварительного напряжения неэффективно.

II.3. Выбор вида напрягаемой арматуры

“Мягкие” стали в качестве напрягаемой арматуры не применяют, поскольку у них низкая прочность. Если такую сталь натянуть даже до предела текучести, то со временем от воздействия усадки, ползучести бетона и других причин от преднапряжения почти ничего не останется, арматура “потеряет” свои начальные напряжения почти полностью. Тем не менее “мягкую” сталь класса A-III можно использовать в качестве преднапряженной арматуры, если ее заранее натянуть (вытянуть) до напряжений 450...500 МПа, превышающих предел текучести, а затем отпустить. После такой обработки прежняя площадка текучести исчезает, а новая, очень небольшая, находится примерно на 1/3 выше прежней. Такую сталь называют “сталью, упрочненной вытяжкой” и обозначают A-IIIв.



II.4. Приведенные геометрические характеристики сечения

Бетон и арматура, хотя и работают совместно, но имеют разные модули упругости: при одинаковых деформациях в них возникают разные напряжения. Чтобы подсчитать последние, сечения приводят к одному материалу (обычно к бетону) через коэффициент приведения $\alpha = E_s / E_b$, где E_s и E_b — модули упругости арматуры и бетона (начальный). Такие сечения называют приведенными.

Пусть требуется определить напряжения в бетоне преднапряженного элемента, обжатого осевой силой $P = \sigma_{sp} A_{sp}$, где A_{sp} — площадь сечения напрягаемой арматуры. После обжатия элемент упруго укорачивается на величину Δl , или $\varepsilon_b = \Delta l / l$, причем вместе с бетоном укорачивается и напрягаемая арматура: $\Delta \varepsilon_{sp} = \varepsilon_b$. Усилие в ней падает на величину $\Delta P = \Delta \sigma_{sp} A_{sp} = \Delta \varepsilon_{sp} E_s A_{sp}$.

Поскольку $\Delta \varepsilon_{sp} = \varepsilon_b$, а $E_s = \alpha E_b$, то $\Delta \sigma_{sp} = \Delta \varepsilon_{sp} E_s = \varepsilon_b \alpha E_b = (\sigma_{bp} / E_b) \alpha E_b = \alpha \sigma_{bp}$, где σ_{bp} — установившееся напряжение в бетоне. Условие равновесия: $P - \Delta P = N_{bp}$, или $P = N_{bp} + \Delta P$, где $N_{bp} = \sigma_{bp} A_b$ — усилие, воспринимаемое бетоном, A_b — площадь бетонного сечения, $\Delta P = \Delta \sigma_{sp} A_{sp} = \alpha \sigma_{bp} A_{sp}$. Отсюда $P = \sigma_{bp} A_b + \alpha \sigma_{bp} A_{sp} = \sigma_{bp} A_{red}$, где $A_{red} = A_b + \alpha A_{sp}$ — площадь приведенного сечения. Тогда $\sigma_{bp} = P / A_{red}$.

В более сложных случаях одной площади недостаточно. Например, чтобы вычислить σ_{bp} в любой точке приведенного сечения при внецентренном обжатии требуется знать статический момент S_{red} (для нахождения центра тяжести приведенного сечения) и момент инерции J_{red} . Тогда $\sigma_{bp} = P / A_{red} \pm P e_{op} y / J_{red}$, где e_{op} — эксцентриситет приложения усилия обжатия P относительно центра тяжести сечения, y — расстояние от центра тяжести до интересующей точки.

II.5. Назначение величины предварительного напряжения

Верхний предел предварительного напряжения σ_{sp} ограничивается расчетным сопротивлением стали для 2-й группы предельных состояний $R_{s,ser}$ (численно равным нормативному сопротивлению R_{sn}). При этом, чтобы избежать обрыва арматуры при случайном ее перенапряжении, учитывается возможное отклонение p от проектной величины σ_{sp} , поэтому $\sigma_{sp} \leq R_{s,ser} - p$.

Нижний предел ограничивается величиной $0,3R_{s,ser} + p$, ниже которого преднапряжение бессмысленно. Значения p при механическом способе натяжения принимают равным $0,05\sigma_{sp}$, при электротермическом и электротермомеханическом способах $p = 30 + 360/l$, где l — длина натягиваемого стержня в метрах (при автоматизированном натяжении 360 в числителе заменяют на 90).



II.6. Потери предварительного напряжения

От момента натяжения арматуры до приложения внешней нагрузки на конструкцию часть величины предварительного напряжения σ_{sp} безвозвратно теряется в результате релаксации напряжений стали, температурного перепада, деформации анкеров, трения отогнутой арматуры, деформации формы, ползучести и усадки бетона и т.д.

Потери делят на первые и вторые. Первые потери проявляются в процессе изготовления, до окончания обжатия бетона. Вторые — после изготовления, до начала эксплуатации конструкции. Разделяют их потому, что преднапряженная конструкция в разные периоды испытывает разные нагрузки, на действие которых необходимо проверять прочность и трещиностойкость. Сразу после изготовления — силу обжатия и собственный вес при подъеме или перевозке. В это время в напрягаемой арматуре проявились только первые потери, сила обжатия велика, а прочность бетона мала. К началу эксплуатации проявились и первые, и вторые потери, сила обжатия уменьшилась, а прочность бетона выросла и достигла проектного значения.

Релаксация заключается в том, что при фиксированной деформации ε_{sp} (например, в растянутом силой P стержне, неподвижно закрепленном по концам) напряжения σ_{sp} через некоторое время падают на величину $\Delta\sigma_{sp}$. Релаксация — результат пластических свойств стали. У “твердой” стали она проявляется при напряжениях выше предела пропорциональности, у “мягкой” — выше предела текучести.

Под деформациями анкеров следует понимать частичное проскальзывание арматуры в инвентарных зажимах, обмятие анкерных головок, шайб и т.д., в результате чего арматура укорачивается и часть напряжений теряется.

Потери в отогнутой арматуре тем больше, чем больше угол отгиба θ : чем больше θ , тем больше сила нормального давления на отгибающие приспособления, тем больше сила трения.

Потери от деформации формы возникают при одновременном натяжении стержней на упоры формы: если второй стержень натягивать после того, как натянут первый, произойдет дополнительное укорочение формы вместе с дополнительным укорочением первого стержня — в нем и потеряется часть напряжений. Чем больше стержней, тем больше потери в первом стержне. Однако, если все стержни натягивать одновременно, «групповым» способом, то потерь не будет, их не будет и при натяжении на независимые упоры стенда.



Потери от перепада температуры возникают при натяжении на упоры стенда в процессе термообработки изделий: вместе с уложенной в форму бетонной смесью нагревается и арматура, напряжения в ней падают. Во время прогрева бетон твердеет, набирает передаточную прочность и силами сцепления надежно захватывает арматуру, потерявшую часть напряжений. Поэтому после остывания изделия арматура уже не может вернуть потерянные напряжения. Чем больше перепад между температурой изделия и температурой упоров (воздуха), тем больше потери. При натяжении на упоры формы изделие нагревается вместе с формой, одновременно удлиняются арматура и форма (т.е. расстояние между упорами) и потери в арматуре от перепада температуры не возникают. Формулы для определения потерь приведены в нормах.

Влияние ползучести (**см. п I.2**) и усадки (**см. п I.3**) на напряжения в арматуре рассмотрены ранее. Заметим лишь, что ползучесть интенсивно проявляется в первые минуты после обжатия бетона, а затем постепенно затухает, поэтому ее разделяют на две части: быстронатекающую, которая проявляется уже в процессе обжатия, и длительную, которая продолжается вплоть до приложения эксплуатационной нагрузки.

Деление потерь на первые и вторые зависит от способа натяжения. При натяжении на упоры к первым потерям относят потери от релаксации напряжений стали σ_1 , от перепада температуры σ_2 (при натяжении на упоры стенда), от деформации анкеров σ_3 , от трения арматуры об отгибающие приспособления σ_4 , от деформации формы σ_5 (при неодновременном натяжении на упоры формы) и от быстронатекающей ползучести σ_6 , а ко вторым — потери от усадки σ_8 и длительной ползучести бетона σ_9 .

При передаче усилия обжатия происходит укорочение бетона вместе с напрягаемой арматурой, причем укорочение бетона имеет две составляющие – упругую и пластическую. Пластическую составляющую (усадку и ползучесть) учитывают при подсчете потерь σ_6 , σ_8 и σ_9 , а упругую в потери не включают, т.к. упругие деформации — обратимые, и напряжения, вызванные ими, арматура теряет временно, до приложения внешней нагрузки. Эти временные потери учитывают с помощью геометрических характеристик приведенных сечений (**см. п II.4**).

При натяжении на затвердевший бетон релаксация напряжений стали и полная ползучесть бетона проявляются уже после обжатия, поэтому к первым потерям относят только



потери от деформации анкеров σ_3 и от трения о стенки каналов (или о поверхность бетона) σ_4 , а ко вторым — потери от релаксации σ_7 , от усадки σ_8 , от ползучести σ_9 и некоторые другие, связанные с особенностью самой конструкции.

Нормами предусмотрено, что конструкция должна быть загружена проектной нагрузкой в течение 100 дней со дня изготовления. Дело в том, что формулы для определения потерь напряжений от усадки и ползучести бетона выведены исходя из этого срока. Если конструкция загружена в более раннем возрасте, то это даже хорошо: меньше потери напряжений, больше сила обжатия, выше жесткость и трещиностойкость. Большинство типовых конструкций рассчитано в предположении загрузки в возрасте 65 суток. Если конструкция пролежала на складе больше, то потери напряжений превысят расчетные значения. Такую конструкцию необходимо пересчитать и, возможно, придется использовать под более низкую нагрузку. Перерасчет начинается с того, что проектные потери от усадки и длительной ползучести умножают на коэффициент $\varphi_l = 4t/(100+3t)$, где t — фактический возраст изделия в сутках. Далее с учетом измененной силы обжатия вновь проверяют жесткость и трещиностойкость.

В проектах необходимо указывать контролируемое напряжение σ_{con} . Это напряжение в арматуре, которое контролируют приборами или инструментами в процессе изготовления предварительно напряженной конструкции и величина которого зависит от технологии изготовления. Например, при механическом натяжении на упоры (гидродомкратами, грузами, лебедками и т.п.) контроль осуществляется в ходе самого натяжения, потери от деформации анкеров и от трения арматуры при перегибах (если перегибы имеются) происходят также в ходе натяжения, поэтому $\sigma_{con} = \sigma_{sp} - \sigma_3 - \sigma_4$. При электротермическом натяжении заготовочную длину стержней назначают не только с учетом создания предварительного напряжения σ_{sp} , но и с учетом потерь напряжения от деформации анкеров σ_3 и деформации формы σ_5 . В этом случае $\sigma_{con} = \sigma_{sp} - \sigma_4$. При натяжении на бетон контроль ведут в ходе натяжения, когда одновременно с натяжением арматуры происходит упругое укорочение бетона, которое учитывают при назначении величины σ_{con} .

II.7. Стадии работы обычных и преднапряженных элементов

Рассмотрим работу центрально растянутых элементов с обычной и напрягаемой арматурой. У элемента с обычной арматурой до приложения внешней нагрузки напря-



жения отсутствуют (если пренебречь влиянием усадки) — состояние 1 (**рис. II.7.1**). С приложением внешней силы N в бетоне и арматуре появились растягивающие напряжения (состояние 2). Причем, из условия совместности деформаций в арматуре напряжения в α раз больше, чем в бетоне:

$\varepsilon_{bt} = \varepsilon_s$; $\sigma_{bt} = E_b \varepsilon_{bt}$; $\sigma_s = E_s \varepsilon_s$, откуда $\sigma_s = \sigma_{bt} E_s / E_b = \alpha \sigma_{bt}$.

По мере роста N бетон достигает предела прочности на растяжение ($\sigma_{bt} = R_{bt,ser} = R_{btn}$), а напряжения в арматуре составляют $\sigma_s = 2\alpha R_{btn}$, где цифра 2 учитывает уменьшение в 2 раза модуля деформаций бетона к моменту его разрыва. Внешняя

сила N на момент образования трещин (разрыва бетона) составляет $N_{crc} = N_{bt} + N_s = R_{btn} A_b + 2\alpha R_{btn} A_s = R_{btn} (A_b + 2\alpha A_s)$, где A_b и A_s — площади сечения соответственно бетона и арматуры. После образования трещин вся нагрузка воспринимается арматурой: $N = \sigma_s A_s$ (состояние 3). При дальнейшем росте нагрузки напряжения в арматуре становятся предельными R_s и конструкция разрушается (состояние 4).

У элемента с напрягаемой арматурой арматура первоначально натянута и закреплена на упорах (**рис. II.7.2**), в ней проявились первые потери, кроме потерь от быстронатекающей ползучести (состояние 1). Состояние 2 — натяжение передано на бетон, который обжат силой $P_1 = \sigma_{sp1} A_{sp}$, напряжения в нем $\sigma_{bp1} = P_1 / A_{red}$, напряжения в арматуре уменьшились за счет быстронатекающей ползучести и упругого укорочения бетона и составили $\sigma_{sp1} - \alpha \sigma_{bp1}$. Состояние 3 — проявляются вторые потери, сила обжатия уменьшается до величины P_2 , напряжения в бетоне — до величины $\sigma_{bp2} = P_2 / A_{red}$, а напряжения в арматуре — до величины $\sigma_{sp2} - \alpha \sigma_{bp2}$. Состояние 4 — приложена внешняя нагрузка N , по мере роста которой напряжения в бетоне σ_{bp2} падают до нуля, а напряжения в арматуре возрастают на величину $\alpha \sigma_{bp2}$ — сила обжатия бетона P_2 погашена, элемент возвращается в исходное состояние 1, но с одной существенной оговоркой: в бетоне

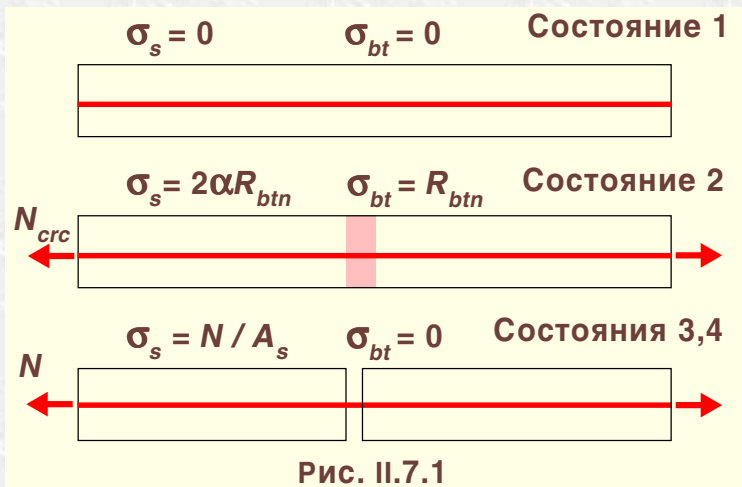


Рис. II.7.1



проявились деформации усадки и ползучести, а в арматуре потеряна часть напряжений. Условие равновесия: $N = P_2 = \sigma_{sp2} A_{sp}$. Состояние 5 — бетон растягивается до напряжений $\sigma_{bt} = R_{btn}$ при нагрузке N_{crc} . Условие равновесия: $N_{crc} = N_{bt} + N_s$, где $N_{bt} = R_{btn} A_b$, $N_s = P_2 + \Delta N_{sp} = \sigma_{sp2} A_{sp} + 2\alpha R_{btn} A_{sp}$. Окончательно: $N_{crc} = R_{btn} (A_b + 2\alpha A_{sp}) + P_2$. Состояние 6 — после образования трещин бетон выключается из работы и всю нагрузку воспринимает одна арматура. При дальнейшем росте нагрузки напряжения в арматуре становятся предельными $\gamma_{s6} R_s$ (см. п III.3) и конструкция разрушается (состояние 7) (рис. II.7.2).

Таким образом, трещиностойкость (т.е. усилие образования трещин N_{crc}) преднапряженного элемента по сравнению с обычным выше на величину силы обжатия P_2 . Подобные же стадии работы у изгибаемых, внецентренно сжатых и растянутых элементов, только с более сложными эпюрами напряжений.

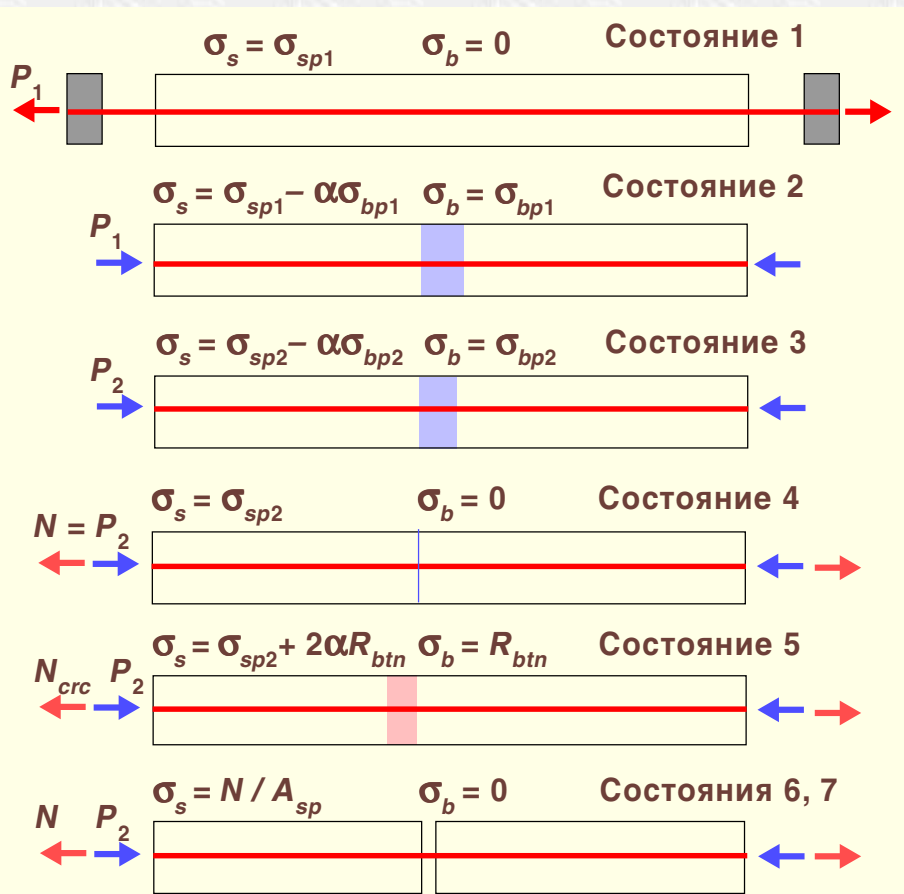


Рис. II.7.2

II.8. Определение напряжений от обжатия

В расчетах необходимо учитывать, что в производстве любых изделий могут быть неточности, которые заранее учитывают и допускают в ограниченных пределах. Одной из них является погрешность в натяжении арматуры, что вызывает увеличение или уменьшение



величины предварительного напряжения σ_{sp} по сравнению с расчетной — это учитывается умножением σ_{sp} на коэффициент точности натяжения γ_{sp} . Если неблагоприятное влияние на работу конструкции оказывает понижение σ_{sp} (например, на образование трещин в зоне, растянутой при эксплуатации), то $\gamma_{sp} < 1$; если повышение (например, на прочность в стадии обжатия), то $\gamma_{sp} > 1$. При подсчете потерь напряжений, ширины раскрытия трещин и прогибов принимают $\gamma_{sp} = 1$. Значения γ_{sp} приведены в нормах. Не следует путать γ_{sp} с допустимым отклонением p . Если p используют при назначении проектной величины предварительного напряжения, то γ_{sp} — при расчете непосредственно самих сечений.

При определении напряжений от обжатия необходимо учитывать, что усадка и ползучесть бетона вызывают не только потери напряжений в напрягаемой арматуре, но и сжимающие напряжения в ненапрягаемой арматуре σ_s и σ'_s . В результате, после вторых потерь сила обжатия P_2 из усилия натяжения арматуры превращается в равнодействующую всех внутренних сил в сечении: $P = \sigma_{sp} A_{sp} - \sigma_s A_s - \sigma'_s A'_s$, а ее эксцентриситет относительно центра тяжести сечения равен $e_{op} = (\sigma_{sp} A_{sp} y_{sp} - \sigma_s A_s y_s + \sigma'_s A'_s y'_s) / P$, т.е. не совпадает с y_{sp} . Здесь y_{sp} , y_s , y'_s — расстояния от центра тяжести сечения до соответствующего ряда арматуры. Напряжения σ_s и σ'_s в ненапрягаемой арматуре определяют по тем же формулам норм, что и потери напряжений σ_8 и σ_9 в напрягаемой.

Напряжения в сечении железобетонного элемента от обжатия определяют в предположении упругой работы бетона и арматуры. В момент передачи усилия натяжения арматуры бетон деформируется практически упруго, поэтому напряжение σ_{bp} в нем можно определять по обычным формулам сопромата. От величин именно этих напряжений зависят в дальнейшем деформации ползучести, а от них — и потери напряжений в напрягаемой арматуре, которые определяют по специальным выражениям. При загрузении внешней нагрузкой до погашения обжатия бетон работает на сжатие в режиме разгрузки. Пластические деформации уже выбраны и бетон деформируется как упругий материал (см. п I. 2).

II.9. Преднапряжение сжатых элементов и сжатых зон изгибаемых элементов

На первый взгляд предварительное обжатие сжатых зон и элементов кажется бессмысленным. Зачем к сжатию бетона внешней нагрузкой добавлять еще и предварительное



обжатие? И все же это делают. Например, для многоэтажных зданий иногда изготавливают длинные колонны на 2...3 этажа, что весьма удобно для монтажников — исключается трудоемкая стыковка коротких колонн. Но поднять и перевезти такую колонну в горизонтальном положении сложно: или она разрушится, или в ней образуются недопустимо широкие трещины под воздействием изгибающего момента от собственного веса. Если колонну изготовить преднапряженной, то вместо работы на изгиб она будет работать на внецентренное сжатие. Силу обжатия P можно подобрать так, что растягивающих напряжений в бетоне вообще не будет. При работе уже в проектном положении такая колонна будет иметь большую жесткость, за счет чего возрастет условная критическая сила N_{cr} , а это позволит уменьшить размеры сечения колонны или повысить ее несущую способность (см. п IV.1). Аналогичное решение применяют и для длинных свай.

В изгибаемых элементах в зоне, которая будет сжата от внешней нагрузки, могут образовываться недопустимо широкие трещины на стадии обжатия силой P . Если нельзя уменьшить P , то приходится ставить напрягаемую арматуру S_p' в сжатой зоне и создавать еще одну силу обжатия P' .

Напрягаемая арматура в сжатой зоне играет положительную роль, пока конструкция не загружена внешней нагрузкой. Далее ее роль отрицательна, за исключением случая, когда $\sigma_{sc,u} - \sigma_{sp2} > 0$, в напрягаемой арматуре растягивающие напряжения перейдут в сжимающие и она начнет работать как обычная сжатая арматура (здесь σ_{sp2} — величина преднапряжения с учетом всех потерь, а $\sigma_{sc,u}$ — предельные напряжения в стали, которые могут быть достигнуты в момент разрушения сжатого бетона; их принимают равными 500, 400 или 330 МПа в зависимости от длительности действия сжимающей нагрузки).

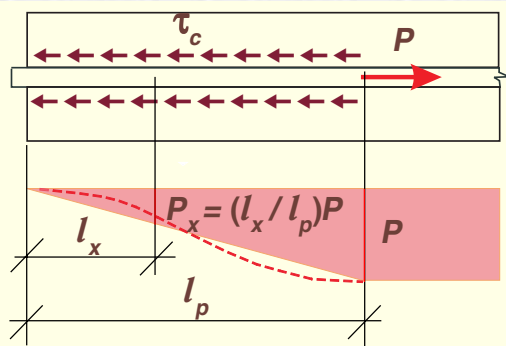


Рис. II.10.1

II.10. Самоанкерующаяся арматура

Силу натяжения арматуры передают на бетон двумя способами: через концевые анкера или за счет сил сцепления. Первый способ применяют, преимущественно, при натяжении на бетон, второй — на упоры. При втором способе анкера не нужны, арматура сама заанкеривается в бетоне, поэтому и называется самоанкерующейся. Такой арматуре для уравновешивания силы обжатия P необходимо иметь достаточные си-



лы сцепления, которые действуют в концевом участке — в зоне передачи напряжений l_p (**рис. II.10.1**). Длина l_p тем меньше, чем больше напряжения сцепления τ_c , которые зависят от профиля арматуры, ее диаметра d , передаточной прочности бетона R_{bp} и, конечно же, от величины преднапряжения σ_{sp} . Длина $l_p = ((\omega_p \sigma_{sp} / R_{bp}) + \Delta \lambda_p) d$, где ω_p и λ_{an} — коэффициенты, определяемые по таблицам норм, d — диаметр стержня.

В соответствии с характером распределения τ_c меняется и усилие обжатия P_x — от нуля в торце до P в конце зоны l_p . Величина P_x в пределах l_p (при $l_x \leq l_p$) меняется по сложному закону, для простоты расчетов замененному линейным законом: $P_x = (l_x / l_p) P = \gamma_{s5} P \leq P$.

Длину зоны передачи напряжений l_p используют, когда необходимо учесть уменьшение силы обжатия бетона и недостаточное сцепление арматуры с бетоном в концевых участках, т.е. в расчете трещиностойкости опорных участков, в расчете прочности наклонных сечений на изгибающий момент, в расчете прочности и трещиностойкости нормальных сечений концевых участков при действии монтажных и транспортных нагрузок и т.п. В прочностных расчетах, когда дело касается учета анкеровки напрягаемой арматуры, в выражение для l_p подставляется большее из значений R_s или σ_{sp} , принимая для дальнейших расчетов большее из значений l_{an} (**см. п I.8**) или l_p .

В действительности, природа сцепления при выдергивании арматуры и при передаче усилия натяжения на бетон совершенно различна: если в первом случае арматура максимально смещается относительно бетона вблизи опасной трещины, то во втором — в торце конструкции, в первом случае диаметр арматуры уменьшается, снижается влияние сил трения, во втором — наоборот.

Напрягаемые стержни, канаты, проволока представляют собой сосредоточенные силы, приложенные в торцах конструкций. Самоанкерующаяся арматура, кроме того, работает как клин, сужающийся по длине l_p (сужение происходит от поперечных деформаций, пропорциональных продольным). В итоге, в бетоне образуются продольные трещины, которые можно предотвратить или сдерживать косвенной арматурой поперечного направления. Сдерживая поперечные деформации, она также повышает прочность бетона (**см. п I.6**). Косвенной арматурой могут служить сварные сетки, спирали и т.п. Косвенная арматура должна устанавливаться с шагом 50...100 мм на длине от торца не менее $0,5l_p$.

III.1. Три стадии напряженного состояния при изгибе

В нормальном сечении изгибаемого элемента форма эпюры напряжений меняется в зависимости от напряженно-деформированного состояния, которое условно разделяют на 3 стадии (**рис. III.1.1**).

На 1-й стадии, до образования трещин, напряжения сравнительно невелики, сжатый бетон работает практически упруго и эпюру сжимающих напряжений без особой погрешности можно принять треугольной. Эпюра напряжений в растянутом бетоне перед образованием трещин криволинейна, что вытекает

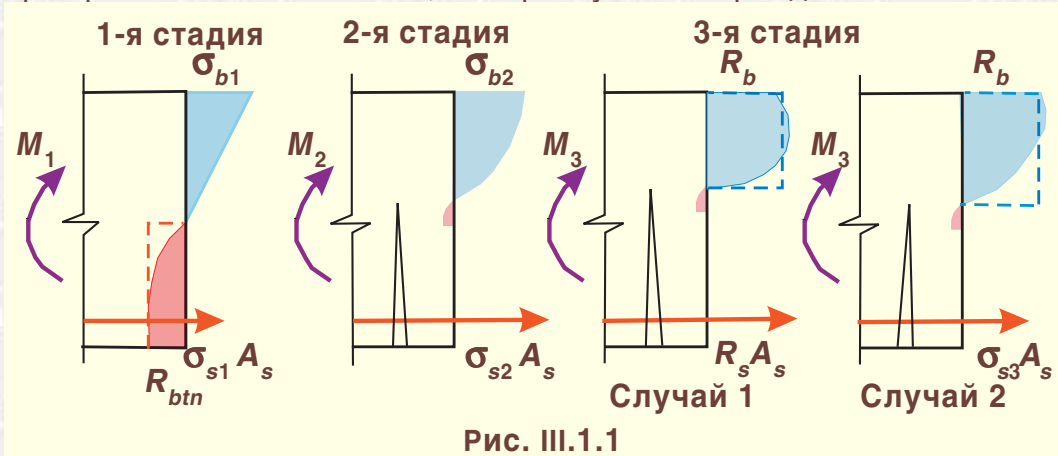


Рис. III.1.1

из криволинейности диаграммы растяжения (**см. п I.2**). Напряженное состояние в конце стадии 1 является основой расчета по образованию трещин, при этом криволинейную эпюру в растянутой зоне заменяют прямоугольной, что существенно упрощает расчет почти без ущерба для его точности.

На 2-й стадии (после образования трещин) растянутый бетон исключается из работы, трещины раскрываются все шире, а растягивающее усилие воспринимается одной арматурой (если пренебречь ничтожно малой растянутой зоной над трещиной). Эпюра напряжений в сжатом бетоне искривляется. На этой стадии выполняют расчет по раскрытию трещин. Если сечение не переармировано, в конце 2-й стадии напряжения в арматуре достигают физического или условного предела текучести, а усилие в ней $N_s = R_s A_s$ и в дальнейшем расти уже не может, следовательно, не может расти и равнодействующая напряжений в сжатой зоне N_b .

На 3-й стадии арматура «течет», трещины раскрываются шире и увеличиваются по высоте, уменьшая высоту сжатой зоны x . Однако равнодействующая напряжений в ней N_b не может измениться. Поэтому максимальные сжимающие напряжения смещаются ближе к нейтральной оси (деформации практически по всей x соответствуют участку диаграммы



сжатия бетона с нисходящей ветвью (**см. п I.2**)), полнота эпюры напряжений ω приближается к 1, плечо внутренней пары увеличивается, за счет этого несколько растет M . Наконец, происходит разрушение сжатой зоны, однако первопричиной разрушения является то, что напряжения в арматуре в конце 2-й стадии достигли физического или условного предела текучести. Такое разрушение носит пластический характер, его называют случаем 1. Для практических расчетов криволинейную эпюру с небольшой погрешностью заменяют прямоугольной (**рис. III.1.1**). 3-я стадия положена в основу расчета прочности нормальных сечений.

Несколько по-другому развивается напряженное состояние переармированных сечений. Поскольку напряжения в арматуре не достигают предела текучести, уже в конце 2-й стадии высота сжатой зоны x достигает предельного значения, характеризуемого граничным значением ее относительной высоты $\xi_R = x_R / h_o$, где h_o — полезная высота сечения (расстояние от равнодействующей усилий в растянутой арматуре до крайнего волокна сжатой зоны). Напряжения по всей высоте достигнут предела и произойдет разрушение бетона сжатой зоны. Стадия 2 переходит в стадию 3 внезапно. Разрушение будет носить хрупкий, мгновенный характер, что опасно. Первопричина разрушения теперь в том, что исчерпаны возможности сжатой зоны, при этом возможности арматуры в растянутой зоне недоиспользованы. Такое разрушение имеет хрупкий характер, его называют случаем 2. Так проектировать изгибаемые элементы нормы не рекомендуют. Таким образом, граничная высота сжатой зоны — это такая максимальная ее высота (абсолютная x_R или относительная $\xi_R = x_R / h_o$), при которой в предельной по прочности стадии, т.е. перед разрушением, напряжения в растянутой арматуре σ_s могут достичь физического или условного предела текучести.

Если $\xi = x / h_o \leq \xi_R$ сечение можно называть нормально армированным. Если армирование уменьшать, высота сжатой зоны и прочность сечения будут уменьшаться, наконец, прочность снизится настолько, что элемент разрушится практически одновременно с образованием трещин. Такое сечение называют **слабоармированным**. Если армирование увеличивать, то высота сжатой зоны и прочность будут расти, пока не окажется, что $x > x_R$. Такое сечение можно назвать переармированным.

III.2. Прочность нормальных сечений изгибаемых элементов прямоугольного профиля

Случай 1 разрушения изгибаемого элемента имеет место, когда высота сжатой зоны $x \leq x_R$ (или $\xi \leq \xi_R$) (**см. п III.1**). Тогда растянутая арматура S работает с полной отдачей, напряжения в ней $\sigma_s = R_s$, а усилие $N_s = R_s A_s$ (**рис. III.2.1**). Поскольку фактическая криволинейная эпюра заменена условной прямоугольной, то для прямоугольного сечения равнодействующая сжимающих усилий в бетоне $N_b = R_b b x$ приложена в центре тяжести сжатой зоны, т.е. посередине высоты x . Плечо внутренней пары сил $z_b = h_o - 0,5x$, где h_o — полезная высота сечения. Условие прочности имеет вид: $M \leq M_u = N_b z_b = R_b b x (h_o - 0,5x)$, где M_u — несущая способность нормального сечения на изгиб. Моменты внешних и внутренних сил можно определять относительно любой оси, лежащей в плоскости нормального сечения, обычно, принимают ось, совпадающую с равнодействующей усилий в арматуре S , так как при этом исключается одно слагаемое уравнения. Высоту сжатой зоны определяют из условия $\sum N = 0$, где $\sum N$ — сумма проекций внешних и внутренних сил на продольную ось элемента: $N_b - N_s = 0$, или $R_b b x - R_s A_s = 0$, откуда $x = R_s A_s / (R_b b)$.

В случае 2 высота сжатой зоны $x > x_R$ (или $\xi = x_R / h_o > \xi_R$), напряжения в арматуре $\sigma_s < R_s$, а усилие $N_s = \sigma_s A_s$ (**рис. III.2.2**). Условие прочности имеет тот же вид, что и в случае 1, а x и σ_s находят из совместного решения уравнений $x = f(\sigma_s)$, $\sigma_s = f(x)$, т.е. расчет выполняют по “общему случаю” (**см. п. IV.8**). Допускается в запас прочности принимать $x = x_R$, а $\sigma_s = R_s$ и рассчитывать сечение по случаю 1.

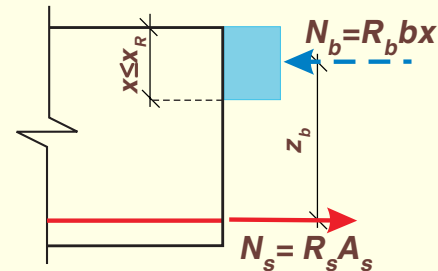
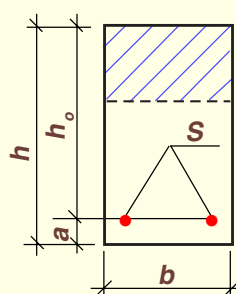


Рис. III.2.1

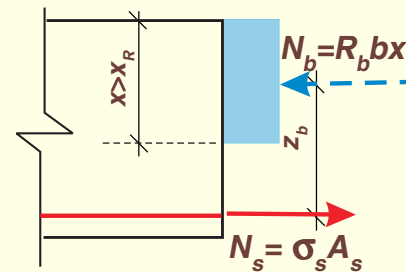
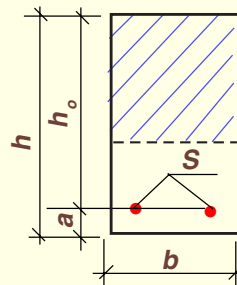


Рис. III.2.2

Переармированные сечения невыгодны, прочность арматуры в них недоиспользуется. И по этой причине рекомендуется проектировать изгибаемые элементы так, чтобы соблюдалось условие $\xi \leq \xi_R$.

III.3. Прямая задача проектирования: подбор арматуры

В прямой задаче известны параметры сечения и изгибающий момент M от внешней нагрузки, требуется подобрать арматуру. Вначале определяют по формулам норм величину x_R , затем находят $x_R = x_R h_o$. Далее определяют, какой момент может воспринять сечение с граничной высотой сжатой зоны: $M_b = N_b z_b = R_b b x_R (h_o - 0,5x_R)$.

Если $M_b \geq M$, $x \leq x_R$, сжатая арматура по расчету не нужна. Уточняют x , используя условие $M = M_u = R_b b x (h_o - 0,5x)$. Откуда $x = h_o - \sqrt{h_o^2 - 2M / (R_b b)}$, а далее $A_s = R_b b x / R_s$. Если арматура твердая, порядок расчета сохраняется с одной поправкой. Поскольку такая арматура не имеет площадки текучести, то при $\xi \leq \xi_R$ она работает за условным пределом текучести, т.е. при $\sigma_s > \sigma_{02}$. Это учитывают умножением R_s на коэффициент условий работы $\gamma_{s6} = \eta - (\eta - 1)(2\xi / \xi_R - 1) \leq \eta$, где $\eta = 1,1 \dots 1,2$ (в зависимости от класса арматуры). После того, как найдено первоначальное значение x при $\gamma_{s6} = 1$, определяют $\xi = x / h_o$ и отношение ξ / ξ_R , затем вычисляют γ_{s6} . После этого уточняют площадь арматуры: $A_s = A_s / \gamma_{s6}$.

Если $M_b < M$, требуется увеличить размеры сечения или класс бетона B . Если это по каким-либо причинам сделать невозможно, следует усилить бетон сжатой зоны арматурой S' , т.е. перейти на двойное армирование (рис. III.3.1). Находят, какая доля изгибающего момента M должна приходиться на эту арматуру: $M_s' = M - M_b$, подставив полученное значение в выражение $M_s' = R_{sc} A_s' (h_o - a')$, находят $A_s' = M_s' / (R_{sc} (h_o - a'))$. Тогда из условия $R_s A_s = R_b b x_R + R_{sc} A_s'$ находят $A_s = (R_b b x_R + R_{sc} A_s') / R_s$. Следует помнить, что сжатая арматура может потерять устойчивость. Поэтому поперечную горизонтальную и вертикальную арматуру (хомуты) по всей длине элемента устанавливают с шагом $s \leq 20d'$ в сварных каркасах и $s \leq 15d'$ в вязаных, где d' — диаметр стержней арматуры S' .

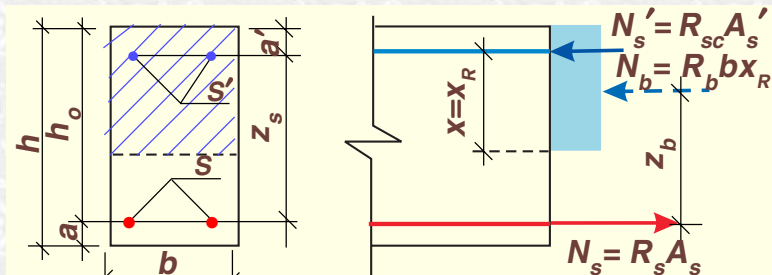


Рис. III.3.1



Иногда по расчету может оказаться, что $x < 2a'$ или $x = 0$. Такая ситуация возникает при избытке сжатой арматуры, например, при симметричном армировании (т.е. при $R_s A_s = R_{sc} A_s'$). В таких случаях записывают условие прочности в виде: $M = R_s A_s z_s$, т.е. моменты внутренних сил берут относительно равнодействующей усилий в арматуре S' .

III.4. Обратная задача проектирования: проверка прочности

Обратная задача заключается в проверке прочности сечения при известном армировании и всех остальных параметрах сечения, т.е. необходимо проверить, выполняется ли условие $M \leq M_u$. Определяют высоту сжатой зоны из условия $N_b + N_s' - N_s = 0$, откуда $x = (R_s A_s - R_{sc} A_s') / (R_b b)$. Вычисляют $\xi = x / h_o$. Если $\xi \leq \xi_R$, определяют $M_u = N_b z_b + N_s' z_s = R_b b x (h_o - 0,5x) + R_{sc} A_s' (h_o - a')$, которую сравнивают с M . Если в растянутой зоне имеется предварительно напряженная арматура, ее расчетное сопротивление принимают с коэффициентом γ_{s6} (**см. п. III.3**).

Если $\xi > \xi_R$, M_u определяют по «общему случаю» расчета (**см. п. IV.8**). Для элементов из бетона В30 и ниже с арматурой А-I, А-II, А-III и В_p-I допускается при определении M_u принимать $x = \xi_R h_o$.

III.5. Табличный способ расчета

До появления современной вычислительной техники для снижения трудоемкости расчетов широко использовали специальные таблицы, которые приводятся и в современной учебной литературе. Порядок их составления следующий:

- преобразуем выражение $M = R_b b x (h_o - 0,5x)$, вынося h_o за скобки $M = R_b b h_o^2 x (1 - 0,5x / h_o)$;
- умножим и разделим полученное выражение на h_o : $M = R_b b h_o^2 x / h_o (1 - 0,5x / h_o)$;
- учитывая, что $\xi = x / h_o$, получим: $M = R_b b h_o^2 \xi (1 - 0,5\xi)$;
- введя коэффициент $\alpha_m = \xi (1 - 0,5\xi)$, получим $M = \alpha_m R_b b h_o^2$, откуда $\alpha_m = M / R_b b h_o^2$.

Задаваясь различными значениями ξ , вычисляют соответствующие значения $\alpha_m = \xi (1 - 0,5\xi)$ и сводят их в таблицу $\alpha_m - \xi$.

Порядок нахождения требуемой площади арматуры A_s с использованием таблиц такой: вычислим $\alpha_m = M / R_b b h_o^2$, по таблице найдем соответствующее значение ξ , проверим условие $\xi \leq \xi_R$ и получим $A_s = R_b b \xi h_o / R_s$.



При современном уровне вычислительной техники использование табличного способа не дает прежнего эффекта. Однако, можно несколько облегчить нахождение высоты сжатой зоны x , заменив выражение

$$x = h_o - \sqrt{h_o^2 - 2M / (R_b b)} \text{ более простым } \xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \alpha_m}.$$

III.6. Прочность тавровых сечений с полкой в сжатой зоне

При расчете прочности под тавровыми сечениями понимают сечения, у которых полка находится в сжатой зоне. К ним сводится расчет и двутавровых сечений, поскольку бетон полки, попадающей в растянутую зону, разрывается трещиной и в расчете прочности не участвует (**рис. III.6.1**). Пустотные плиты, ребристые П-образные плиты, плиты «двойное Т» и др. рассчитывают по прочности как тавровые с полкой в сжатой зоне.

По сравнению с прямоугольными сечениями тавровые имеют ряд преимуществ. При той же несущей способности M_u и расходе бетона можно сэкономить арматуру A_s за счет уменьшения высоты сжатой зоны x (сжатая зона «растекается» по полке) и увеличения плеча внутренней пары сил z_b . При том же расходе бетона и арматуры можно увеличить M_u также за счет увеличения плеча z_b .

В расчетах ширину полки b_f' в некоторых случаях принимают меньше фактической. Сжимающие напряжения σ_b по ширине полки распределены неравномерно, особенно в широких и тонких полках — у концов свесов они меньше, у ребра — больше (**рис. III.6.2**). Происходит это из-за деформации (искривления) сечения: деформации краев отстают от деформаций середины. Точный расчет здесь сложен, поэтому используют приближенный подход: расчетную ширину b_f' уменьшают по сравнению с фактической, а напряжения принимают постоянными $\sigma_b = R_b$ (пунктирная линия на **рис. III.6.2**). Эта мера уменьшает

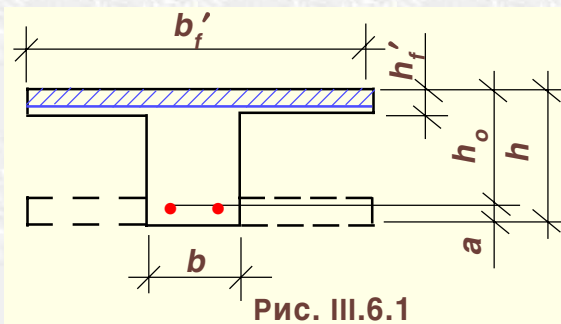


Рис. III.6.1

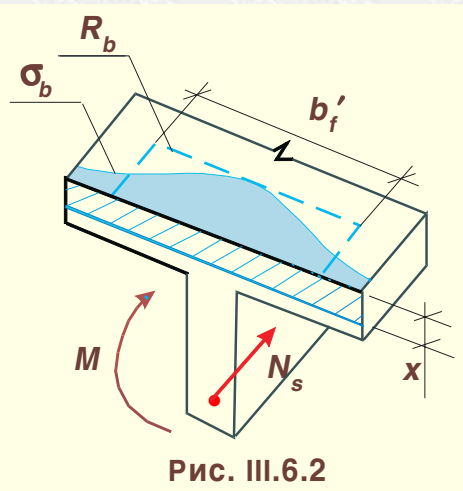


Рис. III.6.2

также вероятность потери устойчивости тонких и широких полок. Расчетное значение b_f' зависит от соотношения h_f' / h , наличия поперечных ребер, формы поперечного сечения (Т- или П-образное) и пр. Все эти условия приведены в нормах проектирования.

III.7. Два случая работы тавровых сечений

При расчете прочности тавровых сечений могут иметь место два случая:

- сжатая зона не выходит за пределы полки, $x \leq h_f'$;
- сжатая зона выходит за пределы полки, нижняя ее граница расположена в ребре, $x > h_f'$.

Если все параметры сечения известны (обратная задача проектирования), то вначале нужно определить, где проходит граница сжатой зоны: $x = (N_s - N_s') / (R_b b_f') = (R_s A_s - R_{sc} A_s') / (R_b b_f')$. Если $x \leq h_f'$ (**рис. III.7.1а**), граница сжатой зоны проходит в полке и расчет ничем не отличается от расчета прямоугольного сечения с заменой в расчетных формулах b на b_f' . Если $x > h_f'$ (**рис. III.7.1б**), то граница сжатой зоны проходит в ребре и появляется дополнительное слагаемое — сжимающее усилие в свесах полки: $N_{bf} = R_b(b_f' - b)h_f'$. В остальном расчет тот же, что и для прямоугольного сечения шириной b : $x = (N_s - N_s' - N_{bf}) / (R_b b) = (R_s A_s - R_{sc} A_s' - R_b(b_f' - b)h_f') / (R_b b)$; $M_u = N_b z_b + N_{bf} z_{bf} + N_s z_s'$, или $M_u = R_b b x (h_o - 0,5x) + R_b (b_f' - b) h_f' (h_o - 0,5h_f') + R_{sc} A_s' (h_o - a')$. Условие прочности: $M \leq M_u$.

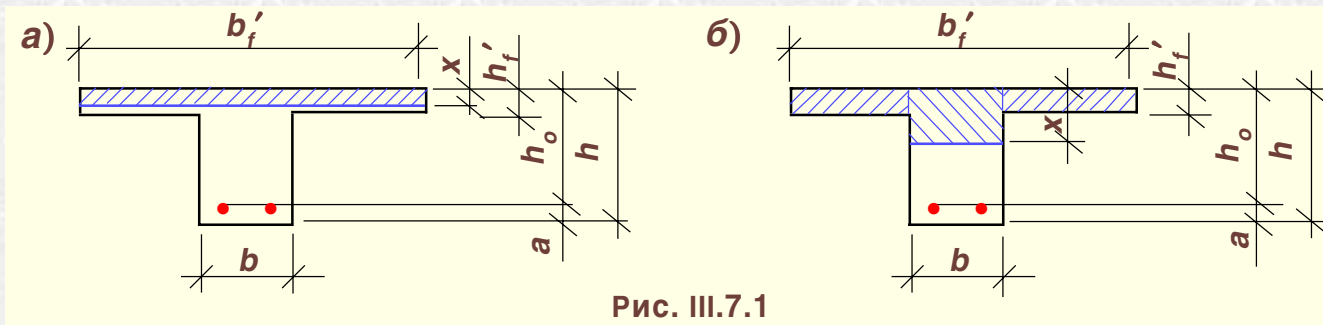


Рис. III.7.1

При подборе арматуры (прямая задача проектирования) вычисляют *граничный момент* при $x = h_f'$ $M_b = R_b b_f' h_f' (h_o - 0,5h_f') + R_{sc} A_s' (h_o - a')$. Если $M_b > M$ (т.е. граница сжатой зоны проходит в полке), расчет ведут как для прямоугольного сечения с заменой в расчетных формулах b на b_f' .

Если $M_b < M$ (т.е. граница сжатой зоны проходит в ребре), принять $x_R = x_R h_o$ и определить несущую способность сечения с этой высотой сжатой зоны: $M_{bf} + M_b = R_b (b_f' - b) h_f' (h_o - 0,5 h_f') + R_b b x_R (h_o - 0,5 x_R)$.

Далее следует действовать так же, как при подборе арматуры для прямоугольного сечения, учитывая, что $N_{bf} = R_b (b_f' - b) h_f'$ и $M_{bf} = N_{bf} z_{bf}$ — величины постоянные и как слагаемые присутствуют во всех вычислениях.

III.8. Особенности расчета сечений с жесткой арматурой

Арматура в виде металлического профиля, изгибная жесткость которого соизмерима с жесткостью железобетонного элемента, называется жесткой. При возведении сооружения она работает как стальная конструкция, воспринимая нагрузки от массы незатвердевшего бетона, опалубки, временного транспорта и др. Поэтому ее иногда называют несущей. В условиях эксплуатации сооружения, когда бетон уже набрал необходимую прочность, жесткая арматура работает в составе железобетонного элемента наряду с обычной гибкой арматурой. Несущая способность железобетонного элемента не зависит от начальных напряжений в жесткой арматуре, которые развились в стадии изготовления.

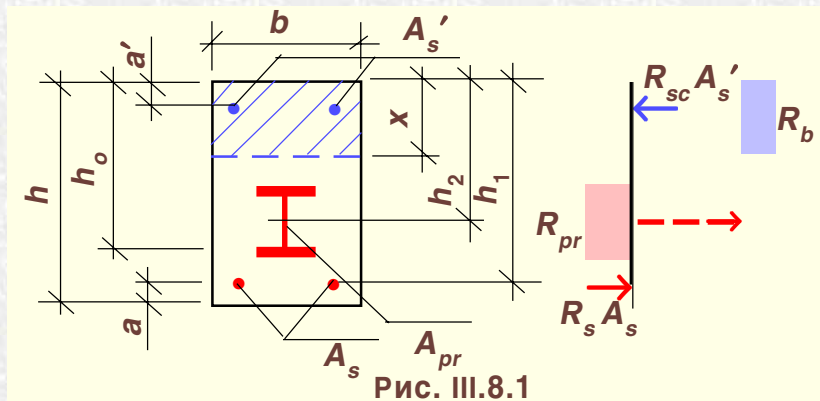
При расчете элементов с жесткой арматурой может быть два варианта положения границы сжатой зоны, не пересекающей и пересекающей профиль жесткой арматуры.

Прямоугольные сечения.

Граница сжатой зоны не пересекает профиль жесткой арматуры (рис. III.8.1).

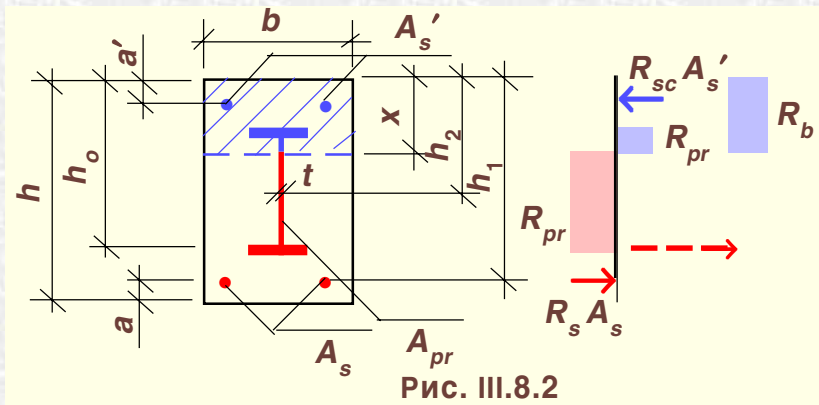
Эпюры напряжений растяжения в арматуре и сжатия в бетоне принимаются прямоугольными. Из условия равновесия проекций всех сил на продольную ось определяют высоту сжатой зоны: $x = (R_s A_s + R_{pr} A_{pr} - R_{sc} A_s') / (R_b b)$, где R_{pr} и A_{pr} — соответственно расчетное сопротивление и площадь жесткой арматуры.

Условие прочности получают, преобразуя условие равновесия по моменту относительно оси, проходящей по нижней границе сжатой зоны, $M \leq 0,5 R_b b x^2 + R_{pr} A_{pr} (h_2 - x) + R_s A_s (h_1 - x) + R_{sc} A_s' (x - a')$.



Граница сжатой зоны пересекает стенку профиля жесткой арматуры (рис. III.8.2).

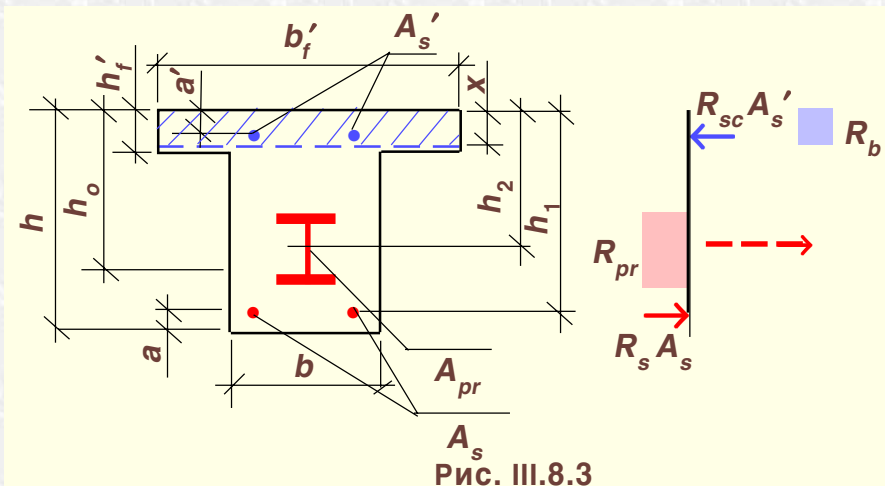
$x = (R_s A_s + 2R_{pr}(h_2 - x)t - R_{sc} A_s') / (R_b b)$,
 $M \leq 0,5R_b b x^2 + R_{pr}[W_{pl} + (h_2 - x)^2 t] + R_s A_s(h_1 - x) + R_{sc} A_s'(x - a')$, где W_{pl} — пластический момент сопротивления жесткой арматуры (для двутавров и швеллеров $W_{pl} = 1,17W$, W — момент сопротивления в упругом состоянии).



Тавровые сечения.

Граница сжатой зоны не выходит за пределы полки и не пересекает профиль жесткой арматуры (рис. III.8.3).

Сечение рассчитывают как прямоугольное (рис. III.8.1) с заменой b на b_f' .



Граница сжатой зоны выходит за пределы полки, но не пересекает профиль жесткой арматуры (рис. III.8.4).

$$x = [R_s A_s + R_{pr} A_{pr} - R_{sc} A'_s - R_b (b'_f - b) h'_f] / (R_b b),$$

$$M \leq R_b [(b'_f - b) h'_f (x - 0,5 h'_f) + 0,5 b x^2] +$$

$$+ R_{pr} A_{pr} (h_2 - x) + R_s A_s (h_1 - x) + R_{sc} A'_s (x - a').$$

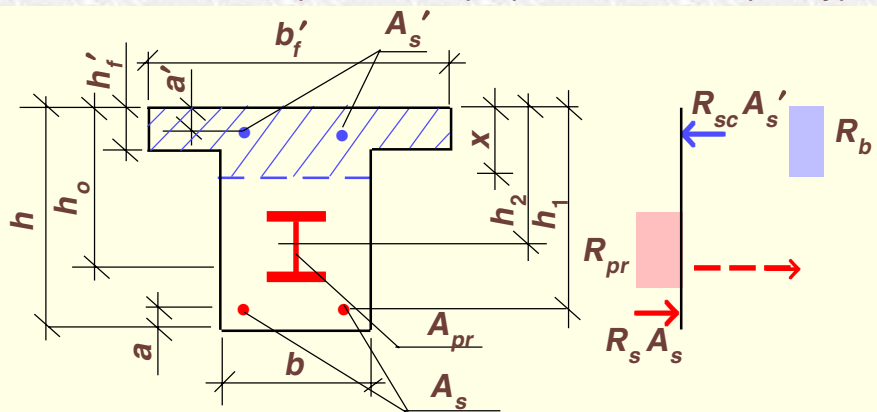


Рис. III.8.4

Граница сжатой зоны выходит за пределы полки и пересекает стенку профиля жесткой арматуры (рис. III.8.5).

$$x = [R_s A_s + 2R_{pr} (h_2 - x) t - R_{sc} A'_s -$$

$$- R_b (b'_f - b) h'_f] / (R_b b),$$

$$M \leq R_b [(b'_f - b) h'_f (x - 0,5 h'_f) + 0,5 b x^2] +$$

$$+ R_{pr} [W_{pl} + (h_2 - x)^2 t] + R_s A_s (h_1 - x) + R_{sc} A'_s (x - a').$$

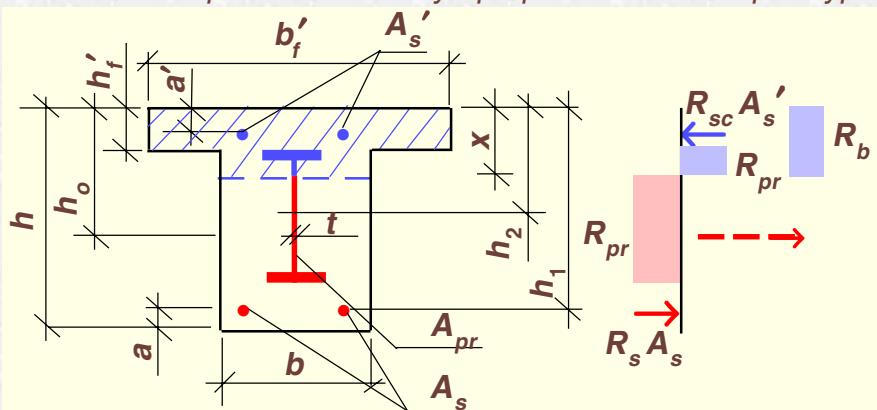


Рис. III.8.5

Во всех случаях должно соблюдаться условие $x \leq \xi_R h_o$, где h_o — расстояние от равнодействующей растягивающих усилий в гибкой и жесткой арматуре до крайнего наиболее сжатого волокна.

III.9. Конструкции со смешанным армированием

В предварительно напряженных изгибаемых элементах площадь напрягаемой арматуры A_{sp} по технологии изготовления должна быть постоянной на всей длине элемента. В то же время эпюра моментов чаще всего близка к параболе. Получается, что на значительной длине арматура установлена с избытком. Если на всей длине принять напрягаемую арматуру S_p меньшей площади, а в средней зоне дополнить ее ненапрягаемой арматурой S , получим решение со смешанным армированием. Эпюра материалов для этого случая показана на (рис. III.9.1а).

Кроме экономии арматуры такое решение имеет и другие преимущества, например, улучшаются условия работы концевых участков при транспортировании и монтаже.

Однако, при подборе арматуры необходимо учитывать некоторые особенности работы участков со смешанным армированием. Во-первых, ненапрягаемая арматура S вступает в работу намного позже напрягаемой S_p (рис. III.9.1б): к началу приложения внешней нагрузки в арматуре S_p уже имеются большие напряжения (величина преднапряжения за вычетом потерь), в то время как в арматуре S напряжения даже ниже нуля (сжимающие напряжения от усадки и ползучести бетона). Поэтому напряжения в арматуре S_p намного раньше достигают условного предела текучести σ_{02} , чем в арматуре S , т.е. прочность арматуры S может оказаться недоиспользованной. Напряжения в арматуре S могут достичь напряжений σ_{02} , если напряжения в арматуре S_p превысят σ_{02} , — а это возможно только в случае, когда ξ намного меньше ξ_R (тогда расчетное сопротивление напрягаемой

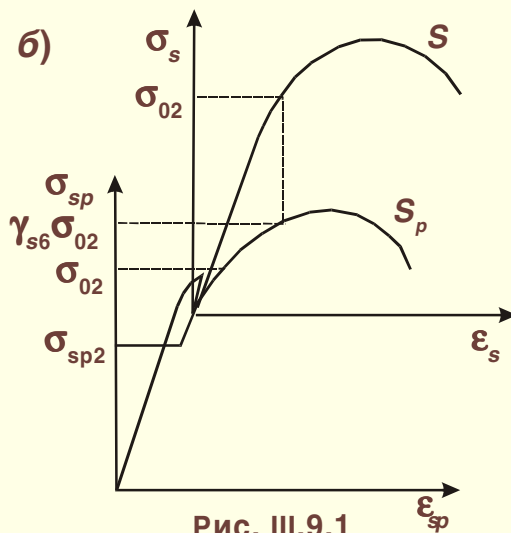
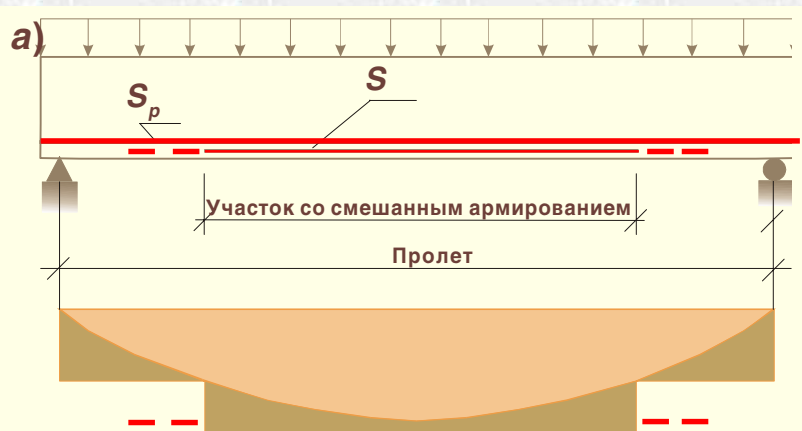


Рис. III.9.1

случае, когда ξ намного меньше ξ_R (тогда расчетное сопротивление напрягаемой



арматуры можно увеличить коэффициентом γ_{s6} (**см. п. III.3**). Поэтому смешанное армирование становится эффективным при отношении $\xi / \xi_R \leq 0,5$. Очевидно также, что для напрягаемой арматуры целесообразно применять сталь более высокого класса, чем для ненапрягаемой.

Во-вторых, преднапряжена только часть рабочей арматуры, поэтому усилие обжатия P меньше, следовательно, жесткость и трещиностойкость элементов со смешанным армированием ниже, чем элементов с полностью напрягаемой арматурой. Усилие P дополнительно снижается из-за наличия ненапрягаемой арматуры: в ней возникают сжимающие усилия от усадки и ползучести, которые вызывают растягивающие напряжения в бетоне и еще больше снижают жесткость и трещиностойкость. Поэтому долю ненапрягаемой арматуры ограничивают так, чтобы она воспринимала не более 40...50% всего усилия в растянутой арматуре.

III.10. Особенности расчета сечений со смешанной арматурой

Если соблюдаются вышеприведенные условия (класс ненапрягаемой арматуры не выше А-V и не выше класса напрягаемой, а отношение $\xi / \xi_R \leq 0,5$), то расчет выполняют обычными методами, принимая для напрягаемой арматуры S_p расчетное сопротивление, равное $\gamma_{s6} R_s$ (**см. п. III.3**), а для ненапрягаемой S — R_s . Если $\xi / \xi_R > 0,5$, то в зависимости от расчетного отношения ξ / ξ_R определяют значение γ_{s6} , затем совмещают расчетные диаграммы растяжения арматуры, из которых находят, какое напряжение σ_s в арматуре S соответствует напряжению $\gamma_{s6} R_s$ в арматуре S_p , напряжение σ_s и принимают в качестве расчетного сопротивления арматуры S .

Центр тяжести ненапрягаемой арматуры S в поперечном сечении элемента лучше располагать ниже центра тяжести напрягаемой S_p : чем ближе арматура к растянутой грани, тем выше в ней напряжения, тем лучше арматура S вступит в работу.

При расчете наклонных сечений следует помнить не только об уменьшении силы обжатия по сравнению с полностью преднапряженным армированием, но и о том, что площадь продольной рабочей арматуры в опорных участках меньше, чем в пролете. Это снижает прочность и трещиностойкость наклонных сечений.

III.11. Пластический шарнир

Когда напряжения в растянутой арматуре достигают предела текучести, усилие в ней перестает расти ($N_s = N_{pl} = const$), по условиям статики не растет усилие и в сжатом бетоне ($N_b = N_s$). Поскольку плечо z внутренней пары сил практически также не меняется, то не растет и момент, воспринимаемый нормальным сечением: $M_{pl} = N_b z = const$. Однако деформации арматуры ε_s продолжают увеличиваться (арматура течет), в связи с чем примыкающие к сечению части изгибаемого элемента взаимно поворачиваются — сечение работает как шарнир, но, в отличие от обычного (в котором момент равен нулю), способный воспринимать изгибающий момент M_{pl} . Такое состояние сечения называли «пластическим шарниром».

Пластический шарнир может возникнуть только в нормально армированном сечении при ξ , значительно меньшем ξ_R . В переармированном сечении арматура предела текучести не достигает.

В статически определимой конструкции (например, в однопролетной балке) образование пластического шарнира превращает ее в механизм и быстро вызывает разрушение. В статически неопределимых системах образование пластического шарнира устраняет лишнюю связь. Чем больше лишних связей, тем больше пластических шарниров можно допустить без риска разрушения конструкции. Поскольку в пластических шарнирах моменты не растут, при увеличении нагрузки начинают более интенсивно работать другие сечения, происходит т. н. «перераспределение моментов» с одних сечений на другие. Перераспределение продолжается до наступления *предельного равновесия*, за которым система превращается в механизм.

III.12. Перераспределение моментов

В балке с защемленными опорами и нагруженной равномерной нагрузкой q моменты распределяются согласно правилам строительной механики и растут пропорционально нагрузке. Поскольку момент на опоре вдвое (по абсолютной величине) превышает пролетный, в опорных сечениях потребуется значительно больше арматуры, чем в пролетных.

Если же в балке постоянной высоты принять одинаковую арматуру в пролете и на опорах, то при малых нагрузках (1-й этап) моменты будут нарастать также по правилам строительной механики. Когда при некоторой нагрузке q_1 арматура в опорных сечениях потечет, на опорах моменты зафиксируются на уровне $M'_1 = -q_1 l^2 / 12$, а в пролете будут действовать $M_1 = q_1 l^2 / 24$.



Это окончание работы конструкции по упругой статической схеме (**рис. III.12.1**). При дальнейшем увеличении нагрузки (2-й этап) в опорных сечениях арматура S' продолжает течь, опорные моменты не растут ($M' = -q_1 l^2 / 12 = \text{const}$), зато растут моменты в пролете, пока при некоторой нагрузке q_2 не достигнут предельного значения: $M_2 = q_1 l^2 / 12$ (не существующая способность пролетного и опорных сечений в нашем случае одинакова). Наступает предельное равновесие: в пролете образуется еще один пластический шарнир, вслед за чем балка превращается в механизм и разрушается.

В итоге после перераспределения усилий, пролетный момент увеличился вдвое по сравнению с упругой схемой, эпюра моментов стала равномоментной. Суммарное значение пролетного и полусуммы опорных моментов равно моменту в однопролетной свободно опертой балке $M_0 = q_2 l^2 / 8$. Таким образом, в пределе на опоре установился момент $M'_2 = -q_2 l^2 / 16$, в полете $M_2 = q_2 l^2 / 16$. Но момент на опоре на 2-ом этапе не мог возрасти. Следовательно, $-q_2 l^2 / 16 = -q_1 l^2 / 12$, откуда $q_2 = 16q_1 / 12 = 1,33 q_1$. В результате перераспределения нагрузка возросла в 1,33 раза, а эпюра моментов оказалась передвинутой вниз на величину $M = ql^2 / 48$, что равносильно добавлению к существующей упругой эпюре еще одной эпюры ΔM со знаком «+». Эпюру ΔM называют «добавочной».

На практике нагрузка известна заранее. Тогда пластические шарниры можно использовать так: выровнять опорные M' и пролетные M моменты, передвинув вниз всю эпюру (**рис. III.12.2**). Форма добавочной эпюры зависит от расчетной схемы конструкции и вариантов загрузки временной нагрузкой. Например, у двухпролетной свободно опертой неразрезной балки она будет треугольной, так как влияние пластического шарнира на опоре распространяется на два соседних пролета.

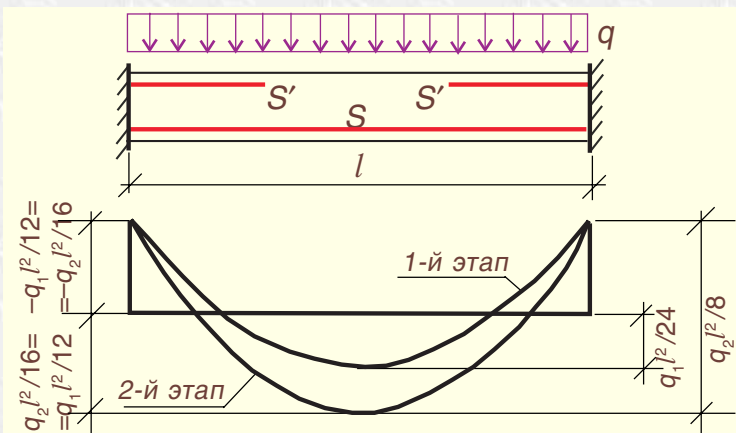


Рис. III.12.1

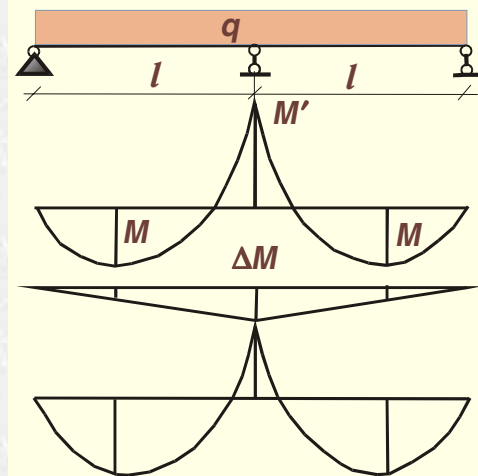


Рис. III.12.2



Ординаты эпюры ΔM имеют ограничение: они не должны превышать 30% значений того максимального момента, который предстоит снижать. Обычно снижают опорные моменты, пролетные же не перераспределяют, поскольку они меньше по абсолютной величине. Кроме того, в сложных случаях с образованием пластических шарниров в пролетах велика опасность превращения конструкции в механизм.

В многопролетных неразрезных плитах монолитных перекрытий выравнивание моментов позволяет применять рулонные сетки по всей длине, что значительно упрощает технологию армирования.

III.13. Особенности расчета сечений с пластическим шарниром

Ограничение величины снижения упругого момента 30% вызвано ограничением раскрытия трещин в сечениях, где образуются пластические шарниры. Чем больше снижается величина момента, тем больше деформируется (течет) арматура, тем шире раскрывается трещина. По этой причине расчет по методу предельного равновесия нельзя применять для конструкций, эксплуатируемых в агрессивной среде.

При расчете сечения, в котором предусмотрено образование пластического шарнира, ограничение $\xi = x / h_0 \leq \xi_R$ заменяется более жестким $\xi \leq 0,37$ (для бетона классов В30 и ниже). Это ограничение необходимо для того, чтобы обеспечить использование пластических свойств арматуры: если арматура течет, трещина увеличивается не только по ширине, но и по высоте, глубже прорезая бетон. Задавшись значением $\xi = 0,37$, для прямоугольного сечения можно определить не только армирование, но и минимальную рабочую высоту h_0 : $M = R_b b x (h_0 - 0,5x) = R_b b (0,37h_0)^2 (1 - 0,185)$, откуда $h_0 = 1,82 \sqrt{M / (R_b b)}$.

III.14. Цели расчета в предэксплуатационной стадии

После обжатия предварительно напряженную конструкцию перевозят на склад или на строительную площадку, где она может быть смонтирована в проектное положение. В этой стадии конструкция работает, как правило, по иной расчетной схеме, чем при эксплуатации, а сечения на отдельных участках испытывают изгибающие моменты противоположного знака. К тому же, бетон еще не успел набрать проектную прочность, а в преднапряженных элементах проявились только первые потери напряжений в арматуре, т.е. сила обжатия P_1 больше, чем при эксплуатации P_2 . Например, при подъеме преднапряженной балки после изготовления к отрицательному изгибающему моменту



M_p от силы обжатия P добавляется отрицательный момент M_w от собственного веса q_w (рис. III.14.1). Верхняя арматура вместо сжатия испытывает растяжение, площадь ее сечения может оказаться недостаточной, на верхней грани в местах строповки чрезмерно раскроются трещины, а может произойти и разрушение по нормальному сечению.

III.15. Особенности расчета в предэксплуатационной стадии

Сила обжатия P_1 рассматривается как внешняя нагрузка: $P_1 = (\sigma_{sp1} - 330)A_{sp}$, где σ_{sp1} — величина предварительного напряжения арматуры с учетом первых потерь и коэффициента точности натяжения $\gamma_{sp} > 1$; 330(МПа) — величина падения напряжений в арматуре S_p в момент разрушения сжатой зоны, соответствующая предельной сжимаемости бетона ε_{bu} при кратковременном сжатии. R_b принимают по передаточной прочности R_{bp} с коэффициентом $\gamma_{b2} = 1,1$. Нагрузки от собственного веса принимают расчетной и умножают на коэффициент динамичности $k_d = 1,4$ (при перевозке изделий $k_d = 1,6$), который учитывает дополнительную перегрузку от толчков, рывков и т. п. воздействий. В итоге, расчет сводится к расчету нормального сечения на внецентренное сжатие (см. п. IV. 3) от действия силы P_1 , приложенной относительно оси с эксцентриситетом $e_o = e_{op} + M_w / P_1$. Сечения обычных конструкций рассчитывают на изгиб, поменяв местами арматуру S и S' .

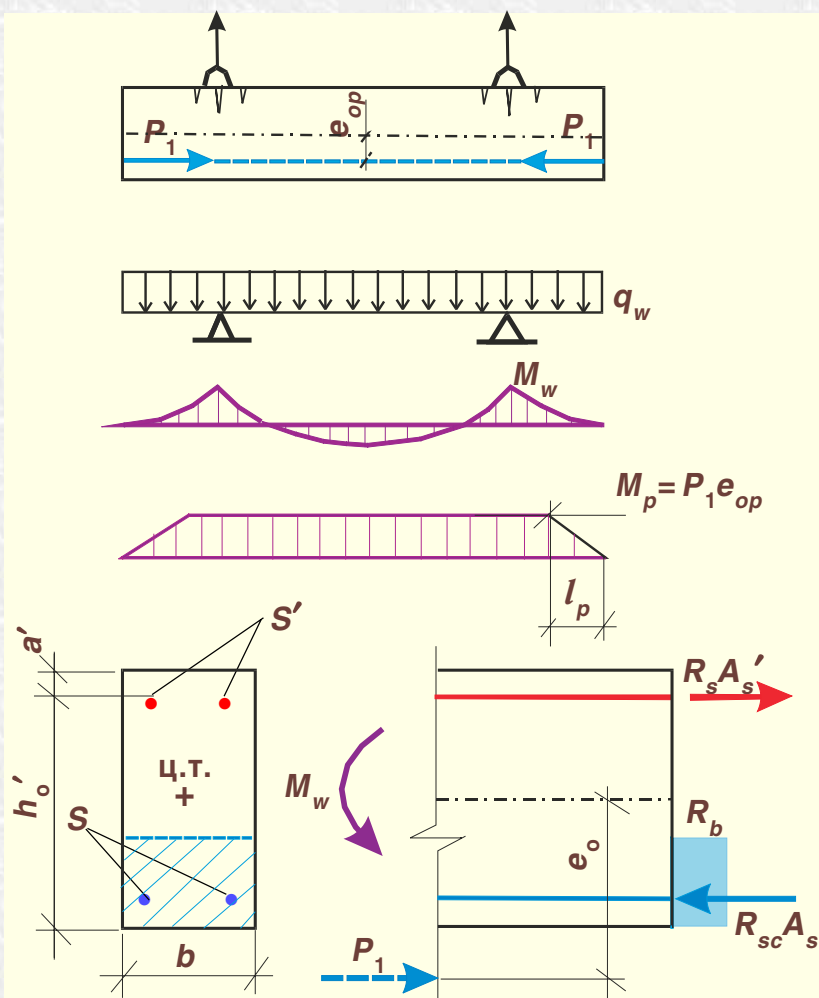


Рис. III.14.1

Сечения обычных конструкций рассчитывают на изгиб, поменяв местами арматуру S и S' .



IV. 1. Работа железобетона при сжатии

При центральном сжатии бетонной призмы (**рис. IV.1.1а**) деформации ε_b в разных точках сечения одинаковы, значит одинаковы и напряжения σ_b . При внецентренном сжатии деформации сечения меняются по линейному закону (по гипотезе плоских сечений), но зависимость σ_b — ε_b криволинейна (**см. п. I.2**), поэтому криволинейна и эпюра σ_b .

После центрального приложения усилия N к железобетонной призме бетон и арматура, работающие совместно, укоротятся на величину $\varepsilon_b = \varepsilon_s = \Delta_1 / l$ (**рис. IV.1.1б**). В бетоне установится усилие N_{b1} , а в арматуре — N_{sc1} . Затем, вследствие ползучести, деформации вырастут на величину Δ_2 .

Поскольку арматура работает практически упруго, сжимающие напряжения в ней возрастут на величину $\Delta\sigma_{sc} = (\Delta_2 / l)E_s$, а усилие — на $\Delta N_{sc} = \Delta\sigma_{sc} A_s$, где A_s — площадь сечения арматуры. Таким образом, в арматуре установится усилие $N_{sc2} = N_{sc1} + \Delta N_{sc}$. Но если N_{sc} растёт, а внешняя сила N постоянна, то, значит, напряжения и усилие в бетоне падают: $N = N_{b1} + N_{sc1} = N_{b2} + N_{sc2}$. Происходит перераспределение напряжений: бетон со временем разгружается, а арматура догружается. Степень этого перераспределения зависит от соотношения деформативных свойств бетона и арматуры.

Бетон — неоднородный материал, его плотность, деформативные и прочностные характеристики меняются в определенных пределах (**см. п. I.4**). Из-за неоднородных свойств бетона физический центр сечения не совпадает с геометрическим. Поэтому даже при идеальной центрации

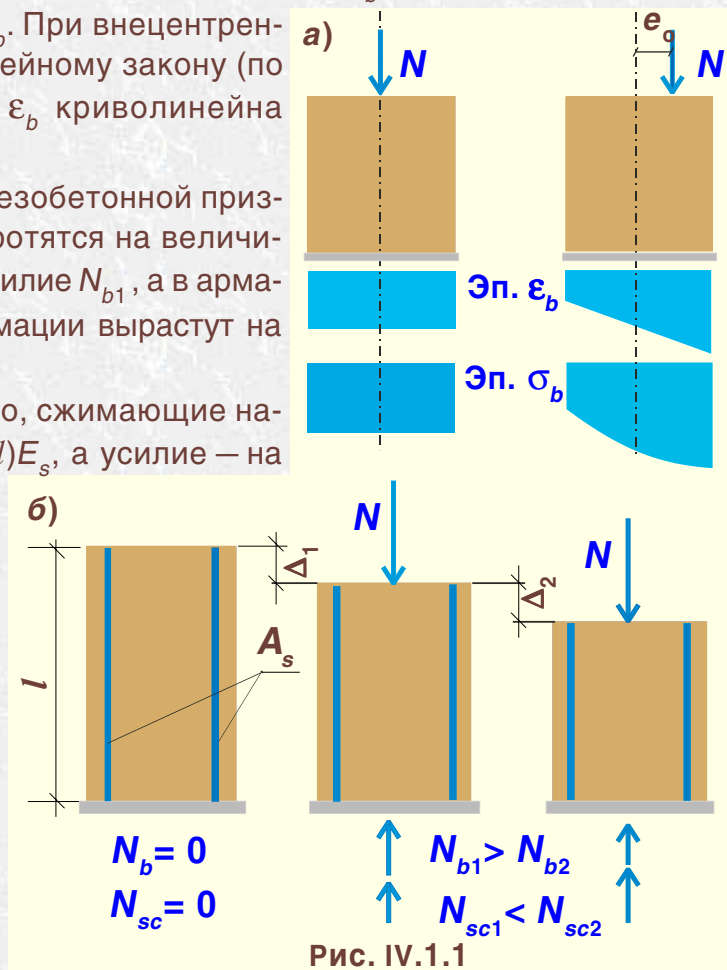


Рис. IV.1.1

внешнее сжимающее усилие воздействует на сечение с некоторым эксцентриситетом. Кроме того, в процессе работы реальной конструкции всегда присутствуют случайные факторы, которые могут привести к смещению расчетной точки приложения силы N .

В сжатых элементах даже небольшой эксцентриситет приводит к неравномерности нормальных напряжений и к искривлению продольной оси, что опасно в смысле потери устойчивости. Поэтому к эксцентриситету e_o , полученному из статического расчета, добавляют случайный эксцентриситет e_a , принимаемый не менее $1/600$ длины элемента, не менее $1/30$ высоты его сечения и не менее 10 мм. Следовательно, если по результатам статического расчета $e_o = 0$ (центральное сжатие), то назначают $e_o = e_a$. В элементах статически неопределимых систем расчетный эксцентриситет принимают не менее случайного.

При внецентренном сжатии элемент искривляется (**рис. IV.1.2**), эксцентриситет e_o в сечениях по длине элемента увеличивается, а вместе с ним растет и момент M от внешней нагрузки. Чем больше доля постоянной и длительной нагрузки, тем больше деформации ползучести наиболее сжатых волокон, тем больше элемент искривляется, тем больше растет e_o .

Это обстоятельство учитывают умножением e_o на коэффициент $\eta = 1 / (1 - N/N_{cr})$, где N — продольная сила от внешней нагрузки, N_{cr} — условная критическая сила, определяемая по нормам проектирования. Она зависит от расчетной длины элемента, размеров сечения, величины эксцентриситета, доли постоянной и длительной нагрузки, наличия предварительного напряжения и др. Коэффициент η можно не учитывать, если гибкость элемента $\lambda = l_o/i \leq 14$ (для прямоугольного сечения $l_o/h \leq 4$), где i — радиус инерции, h — высота сечения, l_o — расчетная длина. Проверка устойчивости после корректировки величины e_o сводится к проверке условия прочности.

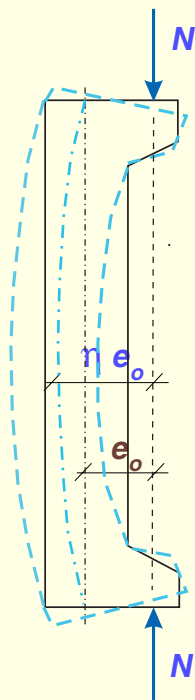


Рис. IV.1.2

IV.2. Эксцентриситеты приложения усилий в сжатых элементах

Если сила N действует по оси элемента, т.е. центрально, все сечение равномерно сжато (**рис. IV.2.1а**), напряжения в бетоне и арматуре в предельной по прочности стадии достигают расчетных сопротивлений. При смещении N от оси в сторону арматуры S' на величину эксцентриситета e_0 эпюра напряжений искривляется, напряжения в арматуре S уменьшаются: $\sigma_{sc} < R_{sc}$ (**рис. IV.2.1б**).

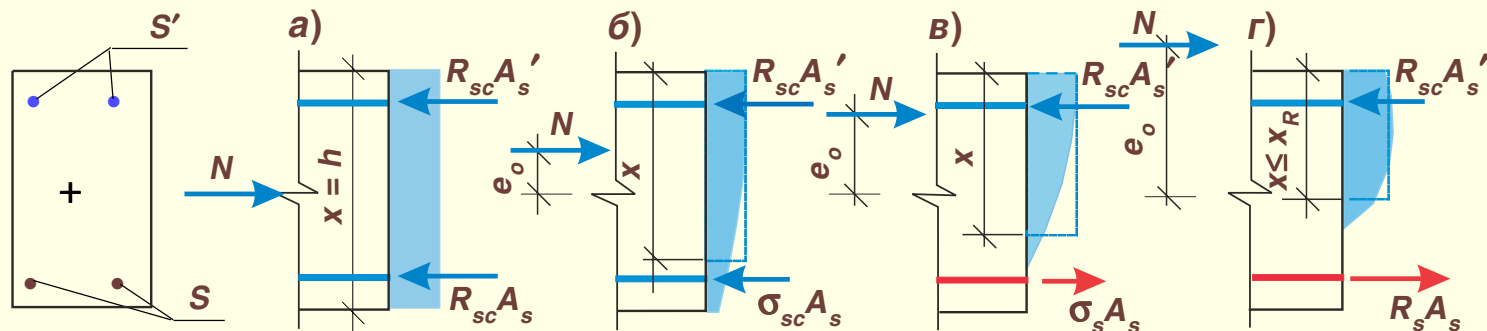


Рис. IV.2.1

С дальнейшим увеличением e_0 появляется растянутая зона, а в арматуре S возникают растягивающие напряжения $\sigma_s < R_s$ (**рис. IV.2.1в**). Наконец, e_0 может достичь такого значения, при котором высота сжатой зоны $x = x_R$, а в арматуре S напряжения возрастают до расчетного сопротивления R_s (**рис. IV.2.1г**). Такое состояние является границей между большими и малыми эксцентриситетами, между двумя случаями расчета.

Таким образом, случай больших эксцентриситетов (1-й случай расчета) имеет место, когда $x \leq x_R$, а арматура S полностью использует свою прочность на растяжение, т.е. $\sigma_s = R_s$. Случай малых эксцентриситетов (2-й случай расчета) характерен тем, что $x > x_R$, а напряжения в арматуре S могут быть сжимающими ($0 \leq \sigma_s \leq R_{sc}$), нулевыми или растягивающими ($\sigma_s < R_s$). В обоих случаях напряжения в арматуре S' равны R_{sc} .

IV.3. Расчет прочности внецентренно сжатых элементов

Из условия равновесия по моменту относительно оси арматуры S находят несущую способность сечения $(Ne)_u = N_b z_b + N_s' z_s'$ для прямоугольного сечения $(Ne)_u = R_b b x (h_o - 0,5x) + R_{sc} A_s' (h_o - a')$ (рис. IV.3.1).

Условие прочности имеет вид: $Ne \leq (Ne)_u$, где Ne — момент продольной силы N относительно оси арматуры S , для прямоугольного сечения $e = e_o \eta + (0,5h - a)$, где $e_o = M/N$ (см. п. IV.1).

Из суммы проекций всех сил на продольную ось ($N + N_s - N_b - N_s' = 0$) находят высоту сжатой зоны x . Для прямоугольного сечения $N + R_s A_s - R_b b x - R_{sc} A_s' = 0$, откуда $x = (N + R_s A_s - R_{sc} A_s') / (R_b b)$.

Если $x > x_R$, то имеет место 2-й случай и вместо R_s появляется неизвестное σ_s , которое зависит от высоты сжатой зоны. Тогда значения

x и σ_s определяют расчетом по “общему случаю” (см. п. IV.8), а для элементов из бетона класса В30 и ниже с ненапрягаемой арматурой классов А-I, А-II, А-III — из совместного решения уравнений: $N + \sigma_s A_s - R_{sc} A_s' = R_b b x$ и $\sigma_s = (2(1 - x) / (1 - x_R) - 1) R_s$, где $\xi = x/h_o$. Как видно из второго уравнения, при $x = x_R$ напряжения $\sigma_s = R_s$, а при $\xi = 1$ (все сечение сжато) $\sigma_s = -R_s$, т.е. $\sigma_s = R_{sc}$.

Если сечение тавровое с полкой в сжатой зоне, при $x \leq h_f'$, расчет ведут по тем же формулам, что и для прямоугольного сечения, заменив в них b на b_f' . Если $x > h_f'$, в формулы добавляется по одному слагаемому, соответственно: $N_{bf} = R_b (b_f' - b) h_f'$ и $M_{bf} = N_{bf} (h_o - 0,5 h_f')$.

Из сказанного видно, что усилия N_u и M_u взаимозависимы. Для каждого случая можно построить диаграмму $N_u - M_u$: задаются значениями ξ от 0 до 1, определяя каждый раз $(Ne)_u$ из условия $\sum M_s = 0$ и N_u из условия $\sum N = 0$ (рис. IV.3.2).

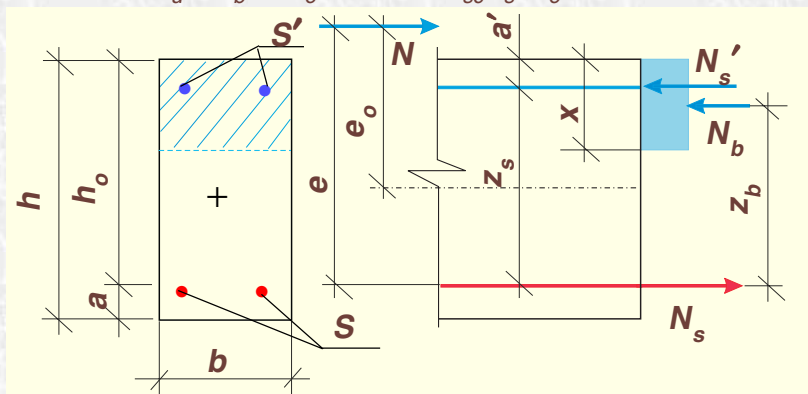


Рис. IV.3.1

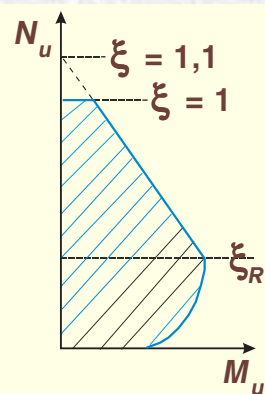


Рис. IV.3.2



Далее определяют $e = (Ne)_u / N_u$, $e_o = e - (0,5h - a)$, а затем $M_u = N_u e_o$. Внутри кривой $M_u - N_u$ (рис. IV.3.2) лежит область несущей способности, где могут располагаться точки с самыми разными сочетаниями усилий M и N от внешней нагрузки. Необходимо отметить, что при $x = h$ (что примерно соответствует $\xi = 1,1$) величина N_u возрастает при $M_u = 0$, что означает центральное сжатие. Поскольку его в расчетах не может быть, верхушку графика срезают и величину ξ ограничивают единицей (т.е. принимают $\xi \leq 1$).

IV.4. Прямая задача проектирования: подбор арматуры

Многие внецентренно сжатые элементы, особенно колонны, воспринимают знакопеременные моменты, когда моменты разных знаков могут действовать с равной вероятностью. В соответствии с этим и арматура может менять свою работу: из сжатой S' превращаться в растянутую (менее сжатую) S . Если же в результате статического расчета окажется $e_o = 0$ (центральное сжатие) и учитывается только случайный эксцентриситет $e_o = e_a$, то вся арматура становится полностью сжатой, а напряжения в ней $\sigma_{sc} = \sigma_{sc}'$. Поэтому во внецентренно сжатых элементах принимают, как правило, симметричную арматуру $A_s = A_s'$. Определяют $x = N / (R_b b)$, $\xi = x / h_o$. При $\xi \leq \xi_R$ (1-й случай) из условия $Ne \leq N_b z_b + N z_s'$ находят $A_s = A_s' = N(e - h_o + N / (2R_b b)) / (R_{sc}(h_o - a'))$.

При $x > x_R$ (2-й случай) в арматуре S напряжения $\sigma_s < R_s$. Определить высоту сжатой зоны в этом случае сложнее, так как неизвестных три: A_s , x , и σ_s . Найти их можно, либо решив систему из трех уравнений (см. п. IV.8), либо методом попыток, задавшись вначале минимальным коэффициентом (процентом) армирования μ . Это отношение площади сечения рабочей арматуры к рабочей площади бетонного сечения в долях или процентах. Для прямоугольного сечения $\mu = A_s / bh_o$, $\mu' = A_s' / bh_o$. При внецентренном сжатии минимальные значения μ принимают в пределах от 0,05 до 0,25 % (чем больше гибкость, тем выше μ). Максимальное значение суммарного коэффициента армирования $\mu = (A_s + A_s') / bh_o$ не должно превышать 0,03 (3%). Диаметры стержней для сжатых элементов следует принимать не менее 12 мм. При несимметричном армировании задача подбора арматуры усложняется еще больше. Ее также приходится решать методом попыток.

В случаях, когда продольное усилие приложено только со случайным эксцентриситетом $e_o = e_a$ и гибкость элемента $\lambda = l_o / h \leq 20$, допускается рассчитывать внецентренно сжатый элемент как условно центрально сжатый [3].



Условие прочности имеет вид: $N \leq \varphi [R_b A_b + R_{sc} (A_s + A_s')]$, где $A_b = bh$ — площадь бетонного сечения, φ — коэффициент, учитывающий гибкость элемента и длительность действия нагрузок:

$$\varphi = \varphi_1 + 2(\varphi_2 - \varphi_1) R_{sc} (A_s + A_s') / (R_b A_b) \leq \varphi_2,$$

где φ_1 и φ_2 коэффициенты, принимаемые по специальным таблицам в зависимости от $\lambda = l_0 / h$ и N_l / N , где N_l — усилие от длительно действующей части нагрузки.

Преобразуя формулу условия прочности, получим:

$$(A_s + A_s') \geq (N - \varphi R_b A_b) / (\varphi R_{sc}),$$

Коэффициент φ определяют последовательными приближениями. В первом приближении принимают $\varphi = \varphi_2$, задавшись минимальным μ . После вычисления арматуры определяют μ и новое значение φ , повторяют вычисление $(A_s + A_s')$, пока в последующей итерации не будет получено φ , таким же, как в предыдущей. Как правило, достаточно выполнить 2...3 итерации.

После подбора продольной арматуры устанавливают поперечную для того, чтобы обеспечить устойчивость стержней продольной арматуры. Под влиянием поперечных деформаций бетона продольные стержни искривляются наружу (выпучиваются), могут оторвать защитный слой и потерять устойчивость задолго до исчерпания своей прочности. Поперечные стержни препятствуют этому процессу. Их ставят в вязаных каркасах с шагом s не более $15d_s$, в сварных — не более $20d_s$ (при $\mu \geq 3\%$ — не более $10d_s$), где d_s — наименьший диаметр продольных стержней. Минимальный диаметр поперечных стержней назначают по условиям сварки: $d_{sw} \geq d_s / 4$, где d_s — теперь наибольший диаметр продольных стержней.

IV.5. Сжатые элементы с жесткой арматурой

Если размеры элемента ограничены, а дальнейшее увеличение армирования невозможно, следует повысить прочность бетона. Если и это невозможно, применяют жесткое армирование. Такое решение часто применяют для колонн высотных зданий.

Жесткая арматура — это стальной сварной или из прокатного профиля сердечник. Вокруг сердечника по периметру сечения устанавливают продольную и поперечную гибкую арматуру, соблюдая рекомендации о максимальном суммарном проценте армирования $\mu_{max} \leq 15\%$. В процессе строительства жесткая арматура воспринимает нагрузку от опалубки, свежего бетона



и всех монтажных устройств. После набора прочности бетоном жесткая арматура включается в работу в составе железобетонной конструкции.

Расчет прямоугольных сечений выполняют аналогично изгибаемым элементам для случая, когда сжатая зона пересекает стенку профиля (**см. п. III.8**), заменяя M на $N(e_0 - 0,5h + x)$.

Особой разновидностью сжатых элементов с жесткой арматурой является труботетон, представляющие собой стальную трубу, заполненную бетоном. Стальная труба выполняет одновременно функции как продольного, так и поперечного армирования. Она воспринимает усилия по всем направлениям. Боковое давление трубы препятствует интенсивному развитию микротрещин разрыва в бетонном сердечнике, который в условиях всестороннего сжатия выдерживает напряжения, значительно (в 2...2,5 раза) превосходящие призменную прочность. В труботетонных конструкциях не требуется установка каркасов из гибкой арматуры. Одновременно стальная труба, заполненная бетоном, оказывается предохраненной от потери как местной, так и общей устойчивости.

При возведении труботетонных конструкций не требуется опалубка и поддерживающие леса. Внутренняя поверхность трубы защищена от коррозии, а наружную легче очищать и окрашивать.

Труботетонные конструкции надежны в эксплуатации. В предельном состоянии они не теряют несущую способность мгновенно, а еще длительное время способны выдерживать нагрузку. Работа труботетона значительно отличается от работы стальных и обычных железобетонных конструкций, поскольку сталь и бетон находятся в сложном напряженном состоянии. Расчет таких конструкций выполняют по специальной методике.

IV.6. Расчет сжатых бетонных элементов

Расчет бетонных элементов основан на двух условиях равновесия: усилие от внешней нагрузки N и равнодействующая внутренних усилий в бетоне N_b должны быть равны по величине и расположены на одной оси (**рис. IV.6.1**). При этом криволинейную эпюру напряжений в сжатой зоне заменяют на равновеликую прямоугольную. Условие прочности имеет вид: $N \leq \alpha R_b A_b$, где A_b — площадь сжатой зоны, центр тяжести которой совпадает с точкой приложения силы N , α — коэффициент, учитывающий вид бетона (для тяжелого бетона $\alpha = 1$). Таким образом,

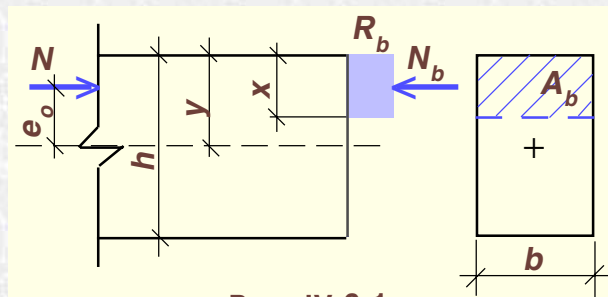


Рис. IV.6.1



расчет сводится к определению площади A_b при известном положении ее центра тяжести. Для прямоугольного сечения $A_b = bx = bh(1 - 2e_o \eta / h)$.

Как и для железобетонных элементов, к эксцентриситету, полученному из статического расчета, добавляется случайный эксцентриситет e_a , а продольный изгиб учитывается умножением e_o на коэффициент η (**см. п. IV.7.1**). Величина эксцентриситета $e_o \eta$ не должна превышать 0,9у в основных сочетаниях и 0,95у в особых, где у – расстояние от центра тяжести сечения до крайнего сжатого волокна. Если прочность недостаточна, следует увеличить либо R_b , либо размеры сечения.

В ряде случаев прочность бетонных сечений определяется прочностью растянутой зоны. Тогда расчет прочности сводится к расчету по образованию трещин.

IV.7. Расчет прочности растянутых элементов

Здесь также различают два случая: первый (**рис. IV.7.1а**) — растягивающая сила N расположена между крайними рядами арматуры, тогда все сечение растянуто; второй (**рис. IV.7.1б**) — сила N расположена за пределами расстояния между крайними рядами арматуры, тогда часть сечения сжата. Для элементов, работающих по первому случаю, выделяют случай центрального растяжения.

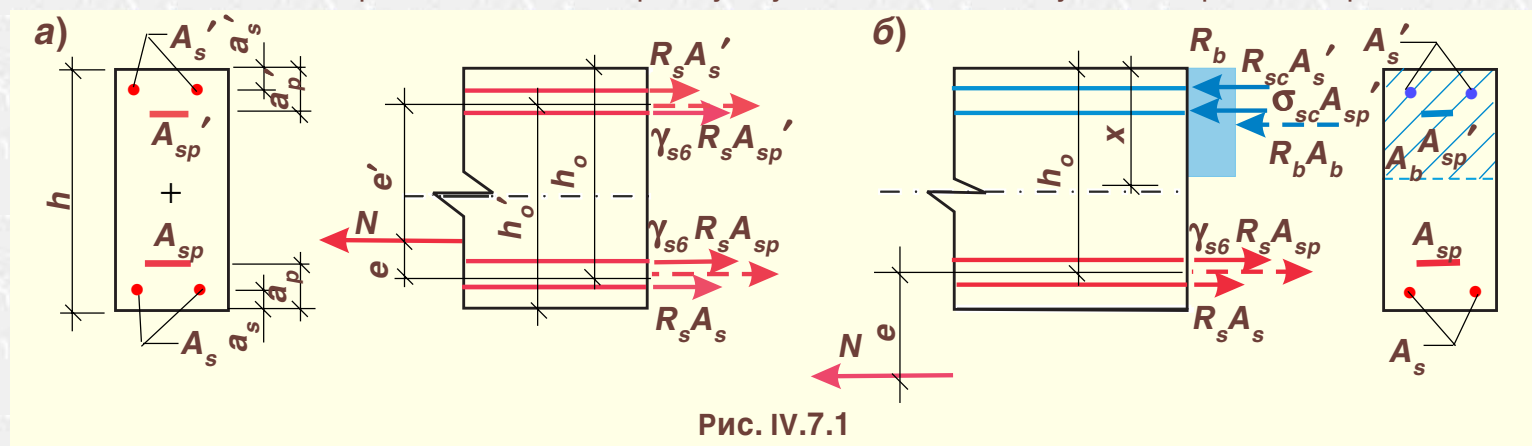


Рис. IV.7.1

Растянутые элементы, как правило, делают преднапряженными: в стенках цилиндрических резервуаров и напорных труб недопустимо образование сквозных трещин, в нижних поясах арок и ферм эффективнее применять канаты или высокопрочную проволоку (исключаются).

стыки и снижается расход стали), а эту арматуру нельзя применять без предварительного напряжения. С использованием в растянутых элементах стержневой арматуры стыки внахлест недопустимы, они должны быть сварными и разнесенными по длине элемента.

Следует также отметить, что в стержневых системах (арки, фермы и др.) знак момента по длине элементов меняется. Поэтому в них, как правило, применяют симметричное армирование ($A_s = A_s'$ и $A_{sp} = A_{sp}'$).

В 1-ом случае прочность проверяют из условий:

$Ne' \leq \gamma_{s6} R_s A_{sp} (h_o - a_p) + R_s A_s (h_o - a_s)$, $Ne \leq \gamma_{s6} R_s A_{sp}' (h_o - a_p') + R_s A_s' (h_o - a_s')$, где h_o — расстояние от равнодействующей усилий в арматуре A_{sp} и A_s до противоположной грани элемента, h_o' — расстояние от равнодействующей усилий в арматуре A_{sp}' и A_s' до противоположной грани элемента, e — расстояние от равнодействующей усилий в арматуре A_{sp} и A_s до линии действия усилия N , e' — расстояние от равнодействующей усилий в арматуре A_{sp}' и A_s' до линии действия усилия N .

Поскольку ненапрягаемую арматуру $A_s = A_s'$ принимают по конструктивным соображениям, легко подобрать и напрягаемую: $A_{sp} = (Ne' - R_s A_s (h_o - a_s)) / (\gamma_{s6} R_s (h_o - a_p))$. Далее принимают $A_{sp}' = A_{sp}$.

Еще проще подобрать арматуру при центральном растяжении. Поскольку прочность в этом случае проверяют из условия:

$N \leq \gamma_{s6} R_s A_{sp} + R_s A_s$, $A_{sp} = (N - R_s A_s) / (\gamma_{s6} R_s)$, где A_{sp} и A_s — суммарные площади напрягаемой и ненапрягаемой арматуры.

Во 2-ом случае внецентренного растяжения прочность проверяют из условия:

$Ne \leq R_b b x (h_o - 0,5x) + R_{sc} A_s' (h_o - a_s') + \sigma_{sc} A_{sp}' (h_o - a_p')$, где $x = (\gamma_{s6} R_s A_{sp} + R_s A_s - R_{sc} A_s' - \sigma_{sc} A_{sp}' - N) / (R_b b)$, $\sigma_{sc} = R_{sc} - \sigma_{sp}'$, σ_{sp}' — предварительное напряжение в арматуре A_{sp}' после проявления всех потерь, принятое с $\gamma_{sp} > 1$ (**см. п II. 8**). Определение γ_{s6} **см. п III. 3**. Если $x > \xi_R h_o$, принимают $x = \xi_R h_o$. Если по расчету оказалось, что $x < 0$, прочность проверяют при $x = 2(h - h_o')$.

При подборе арматуры во 2-м случае вычисляют коэффициент $\alpha_m = M / R_b b h_o^2$, затем $\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}$ (**см. п III. 5**) и, наконец, $A_{sp} = (\xi R_b b h_o - R_s A_s + R_{sc} A_s' + \sigma_{sc} A_{sp}' + N) / (\gamma_{s6} R_s)$.

Поперечную арматуру в растянутых элементах ставят, чтобы сдерживать развитие продольных трещин, которые могут образоваться вдоль растянутой арматуры в результате



усадки бетона, а также его обжатия, если арматура преднапряженная. Ставят ее снаружи продольной арматуры, шаг хомутов назначают не более 600 мм и не более удвоенного наименьшего размера сечения элемента.

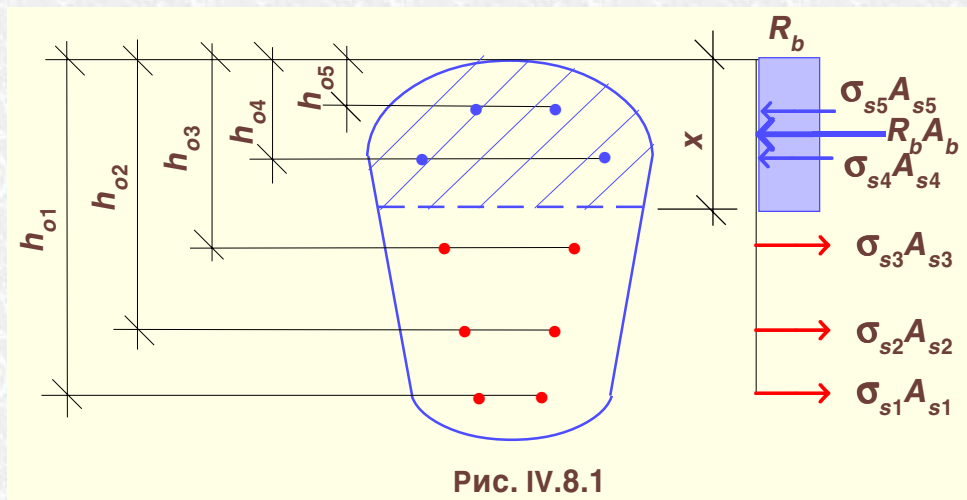
IV.8. Общий случай расчета прочности нормальных сечений железобетонных элементов

Из предыдущих разделов видно, что при расчете прочности нормальных сечений железобетонных элементов использованы два условия равновесия:

— сумма моментов всех сил относительно оси, параллельной границе сжатой зоны равняется нулю;

— сумма проекций всех сил на продольную ось элемента равняется нулю.

Это обстоятельство позволяет записать условия равновесия для всех видов напряженного состояния, любых форм сечений и с любой арматурой (напрягаемой, ненапрягаемой, смешанной и др.) в общем виде (рис. IV.8.1):



$$M \leq \pm (R_b S_b - \sum \sigma_{si} S_{si}),$$

где знак «плюс» принимается для изгиба и сжатия, «минус» — для растяжения. На место M при сжатии и растяжении подставляется момент усилия N относительно оси, параллельной границе сжатой зоны и проходящей при сжатии через центр тяжести наиболее растянутого или наименее сжатого стержня, при растяжении — через крайнюю точку сжатой зоны;

S_b — статический момент площади сжатой зоны относительно соответствующей из указанных осей;

S_{si} — статический момент площади сечения A_{si} i — го ряда арматуры относительно той же оси;

σ_{si} — напряжение в стержнях i — го ряда арматуры.

Некоторую сложность составляет запись выражений для σ_{si} , они приведены в нормах в зависимости от отношения ξ/ξ_R и величины σ_{spi} , графическое отображение которых показано на **рис. IV.8.2**.

Высоту сжатой зоны определяют из выражения

$$R_b A_b - \sum \sigma_{si} A_{si} \pm N = 0.$$

Поскольку σ_{si} зависит от x , задача сводится к совместному решению системы уравнений, количество которых на единицу превышает число рядов арматуры. Поэтому использовать общий случай в ручном расчете затруднительно, зато при расчетах на компьютере он дает несомненные преимущества.

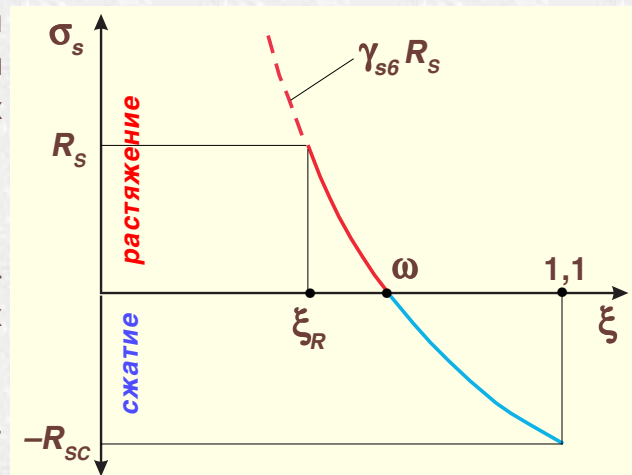


Рис. IV.8.2

В.1. Схемы разрушения по наклонным сечениям

На участках изгибаемого элемента, где действуют большие поперечные силы и, следовательно, касательные напряжения, трещины ориентированы наклонно к оси элемента. Разрушение здесь может произойти по одной из трех схем.

1. *Раздавливание тонкой стенки (ребра) по наклонной полосе между трещинами от действия главных сжимающих напряжений σ_{mc} (рис. В.1.1).*

Чем выше прочность бетона R_b и чем толще стенка, тем лучше последняя сопротивляется действию σ_{mc} . Увеличение рабочей высоты сечения h_o также уменьшает касательные напряжения τ_{xy} , а вместе с ними и σ_{mc} . Прочность наклонной полосы проверяют по эмпирической формуле: $Q \leq 0,3\varphi_{w1}\varphi_{b1}R_b b h_o$, где φ_{w1} и φ_{b1} — коэффициенты, учитывающие интенсивность поперечного армирования и вид бетона, Q — максимальная величина поперечной силы (как правило, это опорная реакция).

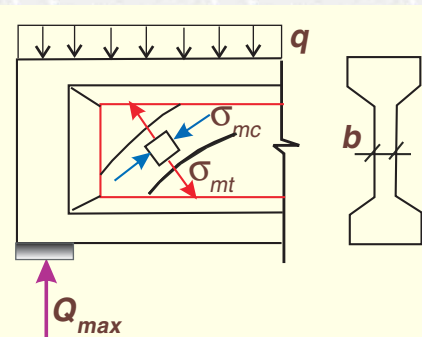


Рис. В.1.1

Если проверка не выполняется, следует увеличить размеры сечения, в первую очередь, — ширину b . Требование к прочности наклонной полосы, наряду с требованием обеспечения трещиностойкости наклонных сечений, является главной причиной уширения стенки у тавровых и двутавровых балок на опорах.

2. *Взаимный сдвиг двух частей изгибаемого элемента, разделенных наклонной трещиной (рис. В.1.2).* Сдвиг вызывается поперечной силой Q , а сопротивляется ей поперечная S_w и отогнутая S_{inc} арматура, а также бетон сжатой зоны Q_b , работающий на срез. При такой схеме наклонное сечение рассчитывают на действие поперечной силы, а условие прочности записывают в виде: $Q \leq Q_u$, где Q — поперечная сила от внешней нагрузки в конце наклонного сечения, Q_u — несущая способность наклонного сечения. Сопротивление гибкой продольной арматуры S в расчетах не учитывают.

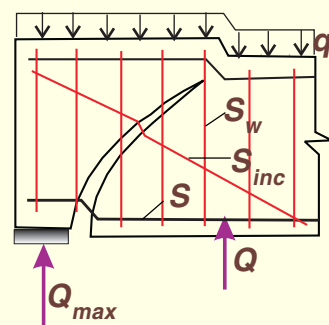
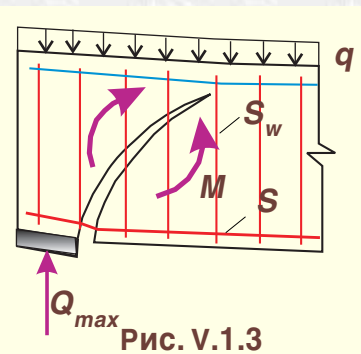


Рис. В.1.2

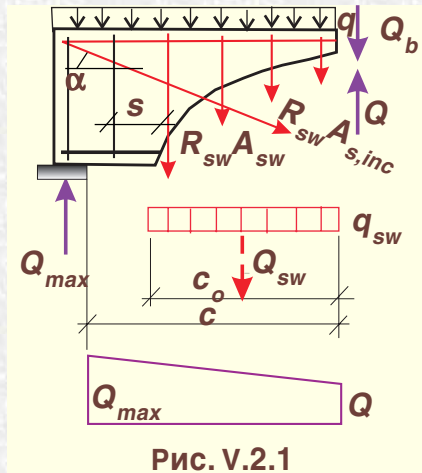
3. Взаимный поворот двух частей изгибаемого элемента, разделенных наклонной трещиной (рис. V.1.3), относительно точки приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне, который вызывается действием изгибающего момента M . Ему сопротивляется продольная S , поперечная S_w и отогнутая S_{inc} арматура, бетон сжатой зоны, а условие прочности записывают в виде: $M \leq M_u$.



Прочность на изгиб по наклонной трещине можно обеспечить рядом конструктивных мероприятий, правда, не всегда. Например, при расчете преднапряженных элементов с самоанкерующейся арматурой эта проверка обязательна.

V.2. Прочность наклонных сечений при действии поперечной силы

Из условия равновесия проекций всех сил, действующих по одну сторону наклонной трещины, $\Sigma Q = 0$, получают условие прочности: $Q \leq Q_u = Q_b + Q_{sw} + Q_{s,inc}$ (рис. V.2.1). Здесь $Q_b = \varphi_{b2} (1 + \varphi_n + \varphi_f) R_{bt} b h_o^2 / c = M_b / c$ — поперечная сила, воспринимаемая бетоном сжатой зоны наклонного сечения с проекцией c на ось элемента, т.е. суммарное сопротивление бетона сжатой зоны срезу (растянутый бетон после образования наклонной трещины из работы выключен).



В нормах расчетное сопротивление бетона срезу (точнее скалыванию) особо не оговорено и учитывается через сопротивление растяжению выражением $\varphi_{b2} (1 + \varphi_n + \varphi_f) R_{bt}$, где коэффициент φ_{b2} учитывает вид бетона (для тяжелого $\varphi_{b2} = 2$), φ_n — наличие внешней продольной силы (сжимающая сила, например, сила предварительного обжатия повышает сопротивление бетона, тогда $\varphi_n > 1$; растягивающая сила — снижает, тогда $\varphi_n < 1$); φ_f — наличие полки в сжатой зоне (свесы увеличивают сопротивление сжатой зоны, тогда $\varphi_f > 1$). Значения φ_n и φ_f по отдельности и в сумме не должны превышать 0,5. Q_b снижается с ростом c , но принимается не менее $Q_{b,min} = \varphi_{b3} (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} b h_o$, (для тяжелого бетона $\varphi_{b3} = 0,6$). Если приравнять выражения для Q_b и $Q_{b,min}$, можно найти максимальную проекцию наклонного сечения $c_{max} = \varphi_{b2} h_o / \varphi_{b3} = 3,33 h_o$.



$Q_{sw} = \Sigma R_{sw} A_{sw} = q_{sw} c_o$ — поперечная сила, воспринимаемая поперечной арматурой (хомутами), пересекающей наклонную трещину, где R_{sw} — расчетное сопротивление растяжению поперечной и отогнутой арматуры, A_{sw} — площадь поперечных стержней, расположенных в одном створе (в одной нормальной к продольной оси плоскости). Наклонная трещина раскрывается неравномерно: в начале — больше, в конце — меньше. Так же неравномерно деформируется и арматура, пересекающая трещину, соответственно усилия (напряжения) в ней распределяются также неравномерно: в одних стержнях напряжения достигают предела текучести, в других — нет. Эта неравномерность учитывается коэффициентом условий работы, равным 0,8. Отсюда и $R_{sw} = 0,8R_s$.

Поскольку число поперечных стержней, пересекающих наклонную трещину, заранее неизвестно, их заменяют распределенными усилиями $q_{sw} = R_{sw} A_{sw} / s$, где s — шаг хомутов. Тогда вычисление Q_{sw} значительно упрощается: $Q_{sw} = \Sigma R_{sw} A_{sw} = q_{sw} c_o$, а суммарное сопротивление срезу Q_u определяют две величины: горизонтальная проекция наклонной трещины c_o и горизонтальная проекция наклонного сечения s . Проекцию наклонной трещины c_o находят по минимуму $Q_b + Q_{sw}$: $c_o = \sqrt{M_b / q_{sw}}$, где $M_b = \phi_{b2} (1 + \phi_n + \phi_f) R_{bt} b h_o^2$. При этом должно выполняться условие $h_o \leq c_o \leq 2h_o$.

$Q_{s,inc} = \Sigma R_{sw} A_{s,inc} \sin \alpha$ — поперечная сила, воспринимаемая отогнутой арматурой, или вертикальная проекция усилий в отогнутых стержнях, пересекающих наклонную трещину, где $A_{s,inc}$ — площадь отогнутых стержней, расположенных в одном створе. Установка отогнутых стержней усложняет производство арматурных работ, поэтому на практике стараются обойтись без них.

У.3. Проекция наклонных сечений и трещин

Как показали опыты, проекции наклонных сечений и трещин имеют ограничения: $h_o \leq c_o \leq 2h_o$, $h_o \leq c \leq c_{max}$, где для тяжелого бетона $c_{max} = 3,33h_o$. Следует различать два случая: первый — трещина начинается в пролете (на отдалении от опоры), тогда $c \geq c_o$; второй — трещина начинается у грани опоры, тогда $c = c_o$. Для балки постоянного сечения, нагруженной равномерно распределенной нагрузкой, определяющим является 1-й случай. Работу наклонных сечений можно рассматривать без учета отогнутой арматуры — ее несущая способность не зависит ни от c , ни от c_o (кроме того, в настоящее время ее применяют крайне редко). Далее будут рассмотрены элементы без отогнутых стержней.



В 1-ом случае (рис. V.3.1) положение начала и вершины опасной трещины неизвестны и, чтобы определить положение сечения с наименьшим запасом прочности, нужно приравнять к нулю первую производную выражения $(Q_b + Q_{sw} - Q)$. Поскольку при постоянной интенсивности поперечного армирования в пределах исследуемого участка $Q_{sw} = q_{sw} c_o = const$, задача упрощается. В результате дифференцирования получаем $c = \sqrt{M_b / q}$, где q — внешняя равномерно распределенная нагрузка, $M_b = \varphi_{b2} (1 + \varphi_n + \varphi_f) R_{bt} b h_o^2$.

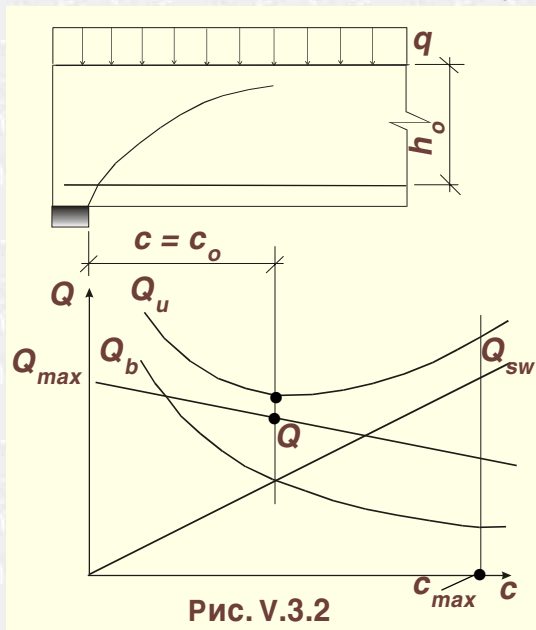


Рис. V.3.2

Во 2-ом случае (рис. V.3.2)

чем больше c (а значит и c_o), тем меньше сопротивление бетона $Q_b = M_b / c$, но тем больше сопротивление поперечной арматуры $Q_{sw} = q_{sw} c_o$. Суммарное сопротивление $Q_u = Q_b + Q_{sw}$ выражается седловидной кривой, нижняя точка которой соответствует наиболее опасному сечению. Эта точка находится над точкой пересечения гиперболы Q_b и прямой Q_{sw} — там, где $Q_b = Q_{sw}$. Тогда $M_b / c = q_{sw} c_o$, откуда, $c = c_o = \sqrt{M_b / q_{sw}}$. Следует отметить, что этот случай может быть опасным при особых обстоятельствах, например, для элементов с достаточно глубокой подрезкой на опоре.

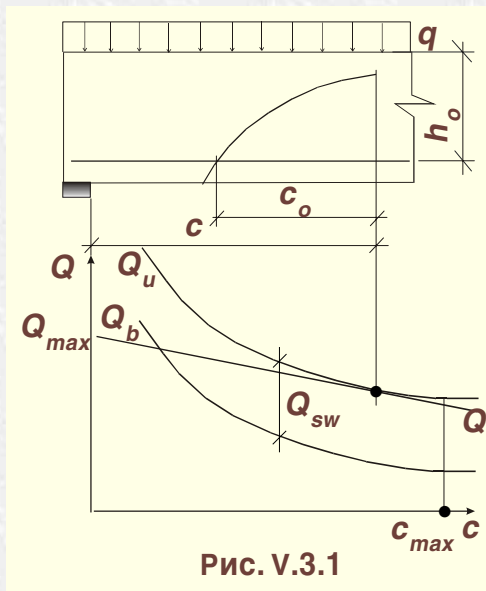


Рис. V.3.1

V.4. Обратная задача проектирования:

проверка прочности наклонных сечений

Если все параметры заданы, то вначале определяют

$M_b = \varphi_{b2} (1 + \varphi_n + \varphi_f) R_{bt} b h_o^2$, затем $q_{sw} = R_{sw} A_{sw} / s$, после чего проверяют прочность по обоим случаям.

1. $c = \sqrt{M_b / q}$. Если $c > c_{max}$, то принимают $c = c_{max}$. Затем определяют $Q_b = M_b / c$; $Q_{sw} = q_{sw} c_o$ и $Q = Q_{max} - qc$. Если условие прочности не выполняется, т.е. $Q > Q_u = Q_b + Q_{sw}$, прочность недостаточна, применять конструкцию под заданную нагрузку нельзя.



2. $c = c_o = \sqrt{M_b / q_{sw}}$. $Q_b = M_b / c$; $Q_{sw} = q_{sw} c_o$; $Q = Q_{max} - qc$. Если условие прочности не выполняется, прочность недостаточна. Если оказалось, что $c < h_o$, то принимают $c = h_o$, если $c > 2h_o$, то переходят к расчету по 1-му случаю.

В элементах, нагруженных сосредоточенными силами, опасные наклонные трещины обычно выходят к месту приложения сосредоточенных сил, поэтому поиск величин c и c_o упрощается. Если проекция расстояния от опоры до силы $a \leq 2h_o$, имеем 1-й случай: $c = c_o = a$. Если $a > 2h_o$, имеем 1-й случай: $c = a$, $c_o = \sqrt{M_b / q_{sw}}$ с известными ограничениями. Если $a > c_{max}$, то принимают $c = c_{max}$. Далее проверяют условие прочности.

Следует отметить особенности определения поперечной силы в конце наклонного сечения для элементов с полкой в растянутой зоне. У таких элементов внешняя нагрузка приложена к полке, а не к верхней грани. Если трещина начинается в пролете (**рис. V.4.1а**), слева от трещины

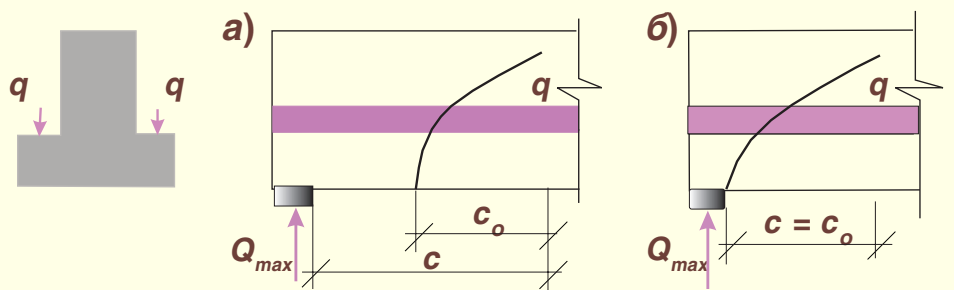


Рис. V.4.1

действует опорная реакция и часть нагрузки на некоторой длине $(c - c_o)$ от опоры до наклонной трещины. Здесь в запас прочности не учтен небольшой участок проекции наклонной трещины в пределах высоты полки. Тогда $Q = Q_{max} - q(c - c_o)$. Если трещина начинается у грани опоры (**рис. V.4.1б**), почти вся нагрузка действует по одну сторону от трещины, а опорная реакция — по другую. Поэтому поперечную силу принимают без снижения за счет нагрузки на длине проекции наклонного сечения ($Q = Q_{max}$).

Для неразрезных балок и консолей начало наклонного сечения отстоит от опоры дальше, чем его конец (трещины начинаются на верхней грани). В таких элементах внешнюю поперечную силу принимают также без снижения ($Q = Q_{max}$).

V.5. Прямая задача проектирования: подбор поперечной арматуры

Задача эта прямо не решается, поскольку c и c_o заранее неизвестны. На практике поступают так: задаются максимально допустимым шагом хомутов s и минимальным их диаметром d_{sw} , руководствуясь требованиями норм проектирования:



— в опорных участках при высоте сечения $h \leq 450$ мм принимается шаг $s \leq h/2$ и $s \leq 150$ мм, при $h > 450$ мм шаг $s \leq h/3$ и $s \leq 500$ мм;

— по условиям сварки диаметры хомутов $d_{sw} \geq d_s/3$, допускаются $d_{sw} \geq d_s/4$, но при этом учитывают ослабление арматуры сваркой и снижают R_{sw} на 10% (здесь d_s — диаметр продольного стержня, к которому приваривают поперечные); одновременно должно соблюдаться условие: $q_{sw} \geq 0,5\varphi_{b3}(1 + \varphi_n + \varphi_f)R_{bt}b$, где для тяжелого бетона $\varphi_{b3} = 0,6$.

Определяют $M_b = \varphi_{b2}(1 + \varphi_n + \varphi_f)R_{bt}bh_o^2$, затем $q_{sw} = R_{sw}A_{sw}/s$. Далее выполняют обычную проверку прочности (**см. п. V.4**). Если условие прочности не выполняется, требуется увеличить поперечное армирование (уменьшив шаг или увеличив диаметр хомутов), и вновь проверить прочность при новом значении Q_{sw} , не меняя s . Увеличивая Q_{sw} , следует, иметь в виду, что расстояние в свету между хомутами должно быть не менее 50 мм. Опорные участки изгибаемых элементов, особенно преднапряженных, сильно насыщены арматурой, что затрудняет укладку и уплотнение бетонной смеси — об этом всегда нужно помнить инженеру-конструктору.

В плитах высотой сечения 300 мм и менее, и в балках высотой сечения 150 мм и менее поперечную арматуру можно не ставить, если соблюдаются два условия: $Q_{max} \leq 2,5R_{bt}bh_o$ и $Q \leq \varphi_{b4}R_{bt}bh_o^2/c$, где Q_{max} — поперечная сила у грани опоры; Q — то же, в конце наклонного сечения; $\varphi_{b4} = (1,0...1,5)$ — коэффициент, учитывающий вид бетона; c — проекция опасного наклонного сечения $c = \sqrt{M_b/q}$.

При переменной высоте сечений по длине элемента неизвестна также полезная высота в конце наклонного сечения h_o . Задача решается последовательными приближениями. Если у элемента наклонена растянутая грань, то в расчет вводят продольную растянутую арматуру, рассматривая ее как отогнутую, но с расчетным сопротивлением R_s .

У элемента с подрезкой на опоре опасное наклонное сечение может начинаться как в пролете, так и в углу подрезки, так как здесь резко уменьшается h_o . Поэтому рассматривают оба случая (**см. п. V.4**), причем, во 2-м случае с использованием h_{o1} — полезной высоты в подрезке.

V.6. Расчет на изгиб по наклонной трещине

На изгиб по наклонной трещине необходимо рассчитывать:

— опорные участки изгибаемых элементов с напрягаемой самоанкерующейся



арматурой S_p , которая имеет пониженную несущую способность из-за малой длины заделки в бетоне:

$$N_{sp} = \gamma_{s5} R_{sp} A_{sp} \quad (\text{см. п. II. 10});$$

- опорные участки элементов с подрезкой у опор;
- участки конструкции в местах отгиба продольной арматуры;
- участки конструкции в местах обрыва продольной арматуры.

Цель расчета — проверка условия прочности (рис. V.6.1):

$M \leq M_{sp} + M_s + M_{sw} + M_{s,inc} + M'_s$, где $M_{sp} = N_{sp} z_{sp} = \gamma_{s5} R_{sp} A_{sp} z_{sp}$; $M_s = N_s z_s = \gamma_{s5} R_s A_s z_s$; $M_{sw} = q_{sw} c^2 / 2$; $M_{s,inc} = N_{s,inc} z_{s,inc} = \gamma_{s5} R_{sw} A_{s,inc} z_{s,inc}$; $M'_s = N'_s z'_s = R_{sc} A'_s z'_s$, а M — момент от внешней нагрузки, расположенной по одну сторону от наклонного сечения, относительно оси, проходящей через точку приложения равнодействующей напряжений в сжатой зоне N_b . Расчетные сопротивления стержней отогнутой S_{inc} и продольной ненапряженной S арматуры также снижают умножением на γ_{s5} , если они недостаточно заделаны в бетоне. Стержни S можно приварить к опорной закладной детали, тогда для них можно принять $\gamma_{s5} = 1$.

Высоту сжатой зоны x находят из условия равенства нулю проекций всех сил на продольную ось элемента. Поскольку при расчете прочности на M $c = c_o$, действует ограничение: $c \leq 2h_o$.

Проекция опасного наклонного сечения для свободно опертого изгибаемого элемента, воспринимающего нагрузку q :

- без отогнутой арматуры $c = Q_{max} / (q_{sw} + q)$, где Q_{max} — опорная реакция;
- с отогнутой арматурой $c = (Q_{max} - \gamma_{s5} R_{sw} A_{s,inc} \sin \alpha) / (q_{sw} + q)$.

При нагружении сосредоточенными силами, первая из которых приложена на расстоянии a от опоры, может быть три случая:

- при $h_o \leq a \leq 2h_o$ трещина выходит к точке приложения силы и $c = a$;
- при $a > 2h_o$ $c = Q_{max} / q_{sw} \leq 2h_o$;
- при $a < h_o$ $c = (Q_{max} - F) / q_{sw} \leq 2h_o$.

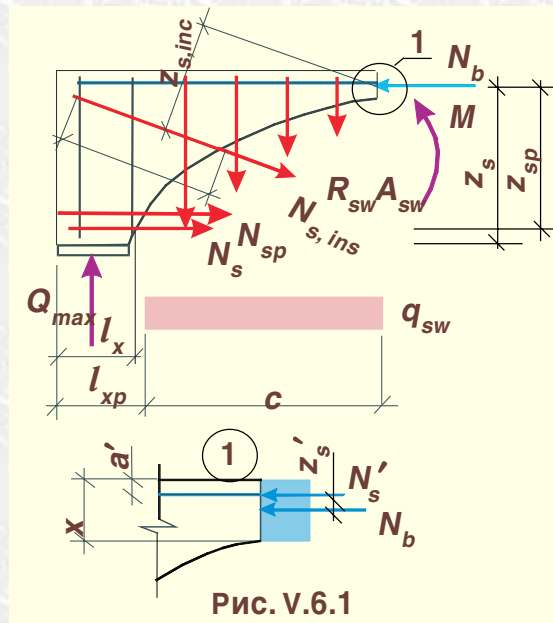


Рис. V.6.1

В местах отгиба арматуры, где действует момент M_{inc} , опасным может оказаться не нормальное, а наклонное сечение, поскольку в нем плечо внутренней пары сил $z_{s,inc}$ меньше, чем z_s в нормальном.

В изгибаемых элементах часть арматуры для экономии можно оборвать в пролете (**рис. V.6.2**). Это можно сделать за сечением, где внешний момент M равен несущей способности нормального сечения M_{u1} с оставшейся арматурой S_1 (точка теоретического обрыва). Однако в этой точке обрывать арматуру нельзя, поскольку разрушение здесь может произойти по наклонному сечению, так как с приближением к опорам сказывается влияние поперечных сил.

Точку фактического обрыва нужно передвинуть ближе к опоре на длину заводки $\omega = Q/2q_{sw} + 5d_s$, где d_s — диаметр арматуры S_1 . Величина заводки ω получена в предположении, что Q , определенная в точке теоретического обрыва, в пределах заводки постоянна. Тогда внешний момент на длине опасного наклонного сечения возрастает на $\Delta M = Qc$, а несущая способность — на величину $\Delta M_u = q_{sw} c^2/2$. Если принять $\omega = c$ и приравнять $\Delta M = \Delta M_u$, получим $\omega = Q/2q_{sw}$.

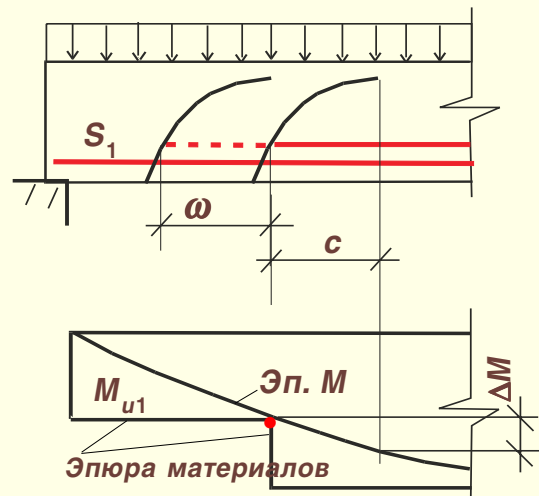


Рис. V.6.2

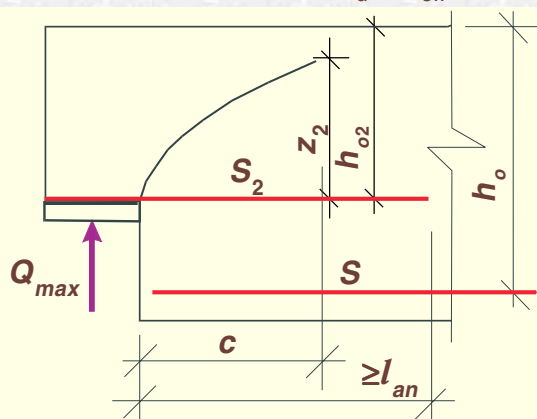


Рис. V.6.3

Добавив для страховки от случайностей $5d_s$, имеем окончательную формулу $\omega = Q/2q_{sw} + 5d_s$. Следует также помнить, что до опоры (точнее, за грань опоры) должно быть доведено не менее половины пролетной арматуры и не менее 2-х стержней (при ширине элемента менее 150 мм допускается доводить один стержень).

В элементах с подрезкой у опор арматура S не доходит до опоры и требуется устанавливать дополнительную арматуру S_2 , которая вместе с поперечной S_w будет воспринимать изгибающий момент в наклонном сечении с началом в углу подрезки (**рис. V.6.3**). Если арматура S_w уже подоб-

рана из расчета на Q , то проекция опасного наклонного сечения $s = Q_{max} / q_{sw}$. Вычисляют M , M_{sw} , $M_{s2} = M - M_{sw}$ и $A_{s2} = M_{s2} / (R_s z_2)$, где z_2 — расстояние от оси S_2 до равнодействующей напряжений в бетоне сжатой зоны (**рис. V.6.3**).

Арматура S_2 должна быть надежно заанкерована в бетоне. Например, слева от наклонного сечения ее можно приварить к опорной закладной детали, а справа заделать в бетон на длину не менее длины зоны анкеровки l_{an} .

При расчете наклонных сечений консолей и неразрезных балок в зоне действия отрицательных моментов следует учитывать, что наклонная трещина начинается у верхней грани и развивается к опоре. Поэтому момент M определяют без учета нагрузки, действующей в пределах наклонного сечения с проекцией s , т.е. принимают по грани опоры.

V.7. Особенности расчета наклонных сечений элементов с жесткой арматурой

Расчет наклонных сечений с жесткой арматурой начинают с определения погонного усилия, воспринимаемого стенкой профиля и хомутами: $q_s = R_{pr} t h_{pr} / h_o + R_{sw} A_{sw} / s$, где R_{pr} — расчетное сопротивление стали профиля, t и h_{pr} — толщина стенки и высота профиля (**рис. V.7.1**). Затем определяют $M_b = \varphi_{b2} R_{bt} b h_o^2$, где h_o — рабочая высота сечения, измеряемая от сжатой грани до равнодействующей усилий в растянутой зоне в жесткой и гибкой арматуре (**см. п. III. 8**), $c_o = \sqrt{M_b / q_s}$. Проверка прочности наклонного сечения на действие поперечной силы имеет вид: $Q \leq q_s c_o + M_b / c_o$ или после подстановки c_o в правую часть выражения $Q \leq 2 \sqrt{\varphi_{b2} R_{bt} b h_o^2 q_s}$. Прочность наклонных сечений на действие момента заведомо обеспечена, если обеспечена прочность нормальных сечений.

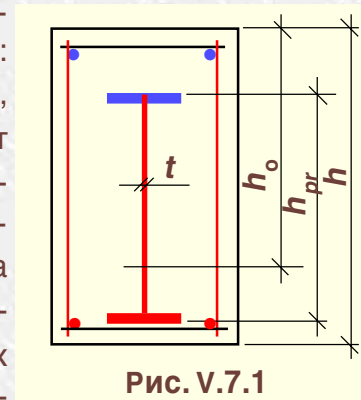


Рис. V.7.1

V.8. Расчет прочности коротких консолей

Короткими называют консоли, у которых $l \leq 0,9 h_o$, где l — расчетный вылет, h_o — рабочая высота. Они служат опорами балок, ригелей и тому подобных конструкций. Короткие консоли испытывают воздействие больших поперечных сил при относительно небольших изгибающих



моментах. Поэтому их разрушение происходит не по нормальным, а по наклонным сечениям. Условие прочности сводится к проверке прочности наклонной сжатой полосы (призмы) между грузом и опорой (**рис. V.8.1**): $N \leq N_{bu}$, где $N = Q / \sin \theta$ — продольное усилие в призме от внешней нагрузки, $N_{bu} = 0,8 \varphi_w R_b b l_{sup} \sin \theta$ — несущая способность призмы, с шириной b , равной ширине колонны. Отсюда $Q \leq 0,8 \varphi_w R_b b l_b \sin \theta$. Здесь Q — нагрузка на консоль, b — ширина сечения призмы, $l_b = l_{sup} \sin \theta$ — высота сечения призмы (l_{sup} — ширина площадки опирания балок или ригелей), $0,8$ — коэффициент условий работы, $\varphi_w \geq 1$ — коэффициент, учитывающий влияние поперечной арматуры S_w на повышение призмочной прочности бетона (подобно сеткам косвенного армирования (**см. п. I. 6**)). Правая часть выражения принимается не более $3,5 R_{bt} b h_o$. По грани колонны действует сравнительно небольшой момент $M = Q l_1$, растягивающий верхнюю грань консоли.

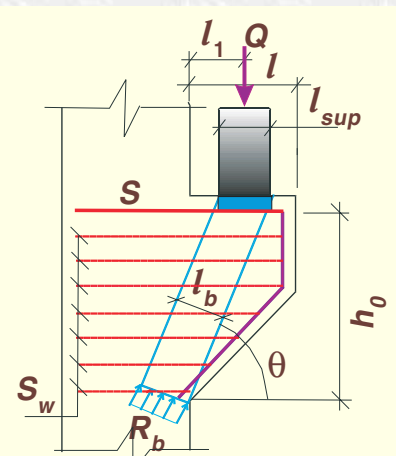


Рис. V.8.1

Тогда $A_s = M / R_s h_o$. Арматура S должна быть надежно заанкерена в бетоне колонны и консоли.

Если высота сечения консоли заведомо ограничена (архитектурными, технологическими или иными требованиями), применяют консоли с жесткой арматурой (**рис. V.8.2**). Их рассчитывают так же, как и с гибкой арматурой, только в роли призмы выступают наклонные стальные пластины Π , соединенные на сварке с арматурными стержнями — растянутыми S и конструктивными S' . Усилия в пластине и в арматуре находят из силового треугольника: $N_\Pi = Q / \sin \theta$; $N_s = N_\Pi \cos \theta$. Пластины рассчитывают без учета продольного изгиба, поскольку бетон препятствует потере устойчивости.

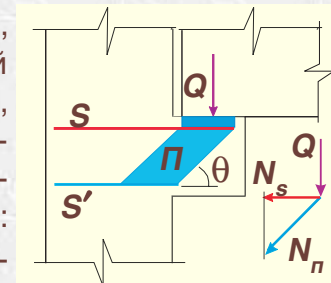


Рис. V.8.2

VI.1. Расчет на местное сжатие (смятие)

Смятие может произойти, если нагрузка приложена не по всей площади поперечного сечения, а только по ее части (рис. VI.1.1). Если нагрузка велика, а площадь смятия A_{loc1} мала, напряжения в бетоне могут превысить R_b , а это, в свою очередь, может привести к преждевременному разрушению. Однако, незагруженная часть бетона сдерживает поперечные деформации загруженной, играет роль обоймы, и поэтому сопротивление бетона по площади смятия повышается $R_{b,loc} > R_b$.

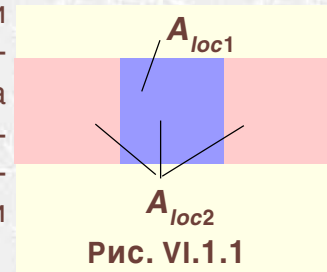


Рис. VI.1.1

Рассчитывают прочность из условия $N \leq \Psi R_{b,loc} A_{loc1}$, где $R_{b,loc}$ — расчетное сопротивление бетона смятию, A_{loc1} — площадь смятия, Ψ — коэффициент, зависящий от равномерности приложения силы N по площади смятия и учитывающий полноту эпюры давления. При равномерном распределении нагрузки (прямоугольной эпюре давления) $\Psi = 1$, при неравномерном (под опорами балок, перемычек и т.п. элементов) — $\Psi = 0,75$.

$R_{b,loc} = \alpha R_b \sqrt{A_{loc2} / A_{loc1}}$, где A_{loc2} — расчетная площадь смятия, включающая A_{loc1} и окружающие ее участки. Величина A_{loc2} зависит от схем приложения нагрузок, приведенных в нормах. Если прочность не обеспечивается, то в зоне смятия устанавливают сетки косвенного армирования (не менее двух), шаг которых и размеры ячеек зависят от размеров меньшей стороны сечения элемента. Первую сетку ставят не далее 15...20 мм от поверхности смятия. Тогда условие прочности имеет вид: $N \leq R_{b,red} A_{loc1}$, где $R_{b,red}$ — приведенное расчетное сопротивление бетона смятию, зависящее от $R_{b,loc}$ и от интенсивности косвенного армирования ($R_{b,red} > R_{b,loc}$).

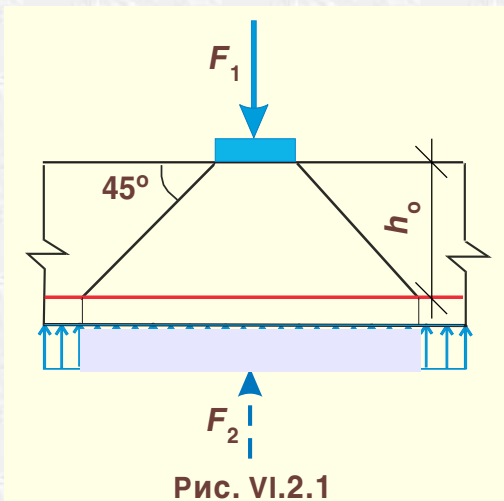
VI.2. Расчет на продавливание

Продавливание бетона может произойти в плитных конструкциях, когда к ним приложена нагрузка F_1 на ограниченной площади (местная нагрузка). Продавливание происходит по поверхности пирамиды, боковые грани которой наклонены под углом 45° . Продавливанию сопротивляется бетон, работающий на срез с расчетным сопротивлением R_{bt} .

Площадь боковой поверхности пирамиды продавливания $A_b = u_m h_o$, где u_m — среднеарифметическое значение периметров верхнего и нижнего оснований. Если к нижнему основанию пирамиды приложена нагрузка F_2 (например, отпор грунта для фундаментной плиты), то

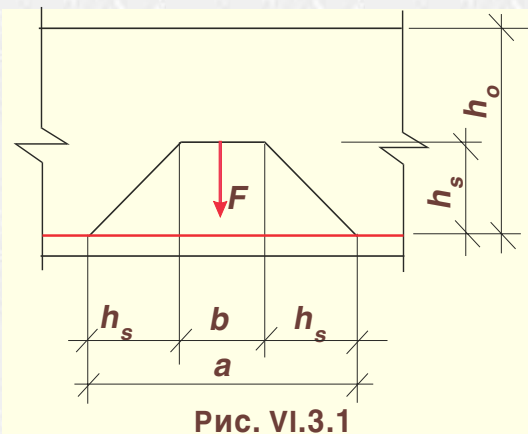


продавливающая сила $F = F_1 - F_2$ (рис. VI.2.1). Условие прочности: $F \leq F_b = \alpha R_{bt} A_b$, где $\alpha = (0,8...1,0)$ — коэффициент, зависящий от вида бетона. Если условие прочности не соблюдается, а увеличить R_{bt} или h_o невозможно, устанавливают поперечные стержни, пересекающие боковые поверхности пирамиды. Тогда условие прочности имеет вид: $F \leq F_b + 0,8F_{sw}$, где $F_{sw} = \sum R_{sw} A_{sw}$. Сопротивление R_{sw} при любом классе стали принимают, как для арматуры А-I. Сопротивление продавливанию за счет поперечной арматуры может возрасти не более, чем в 2 раза, т.е. $F \leq 2F_b$, кроме того, при учете поперечной арматуры F_{sw} должно быть не менее $0,5F_b$.



VI.3. Расчет на отрыв

Отрыв может произойти, когда нагрузка приложена к нижней грани элемента или в пределах высоты его сечения (рис. VI.3.1). Например, отрыв части бетона балки может вызвать нагрузка от оборудования, подвешенного к ней через отверстия в стенке; отрыв бетона в главной балке монолитного ребристого перекрытия могут вызвать опорные реакции второстепенных балок. Механизм отрыва похож на механизм продавливания — разрушение бетона тоже происходит от среза и тоже под углом 45° . Однако в расчете на отрыв сопротивление бетона срезу по поверхности отрыва учитывают косвенно, корректируя величину отрывающей силы F . Ее сравнивают с несущей способностью дополнительной поперечной арматуры, устанавливаемой в обязательном порядке по длине зоны отрыва $a = b + 2h_s$, где b — ширина площадки передачи отрывающей силы. Тогда условие прочности имеет вид: $F(1 - h_s/h_o) \leq \sum R_{sw} A_{sw}$, где $\sum R_{sw} A_{sw}$ — суммарное усилие, воспринимаемое поперечными стержнями на длине зоны a . Разумеется, они должны быть надежно заанкерены по обе стороны от поверхности отрыва.



VII.1. Категории трещиностойкости железобетонных элементов

Для некоторых конструкций необходимо по их назначению обеспечить непроницаемость (например, емкости для хранения жидкостей или газов, напорные трубы и др.). В других требуется не допустить или ограничить возможность проникновения к поверхности арматуры воздействий, вызывающих коррозию стали (паро-воздушная смесь, химически агрессивные жидкости или газы). Поэтому у одних конструкций образование трещин не допускается, у других допускается непродолжительное раскрытие трещин с последующим их закрытием, у третьих допускается как непродолжительное, так и продолжительное раскрытие трещин с ограничением по ширине.

После того, как трещина образовалась, ширина ее раскрытия не остается неизменной: при увеличении нагрузки трещина расширяется, при уменьшении сужается.

В реальных условиях нагрузка тоже меняется: продолжительное время действуют постоянные и длительные нагрузки, которые вызывают раскрытие трещин на ширину a_{crc2} , непродолжительное время действуют кратковременные нагрузки, которые совместно с постоянными и длительными увеличивают раскрытие трещин до ширины a_{crc1} , а когда кратковременные нагрузки снимаются, ширина трещин вновь уменьшается до величины a_{crc2} . Следовательно, a_{crc1} — это ширина непродолжительного раскрытия трещин от суммарного действия постоянных, длительных и кратковременных нагрузок, a_{crc2} — ширина продолжительного раскрытия от действия только постоянных и длительных нагрузок. Значения a_{crc1} и a_{crc2} ограничиваются нормами проектирования в зависимости от категории трещиностойкости, класса (иногда и диаметра) арматуры и степени агрессивности среды.

В соответствии с этим различают три категории трещиностойкости:

1-я категория — не допускается образование трещин при действии полных расчетных нагрузок, т.е. с коэффициентом надежности $\gamma_f > 1$. Здесь выполняют расчет по образованию трещин, а работу сечения рассматривают на 1-й стадии (**см. п III. 1**).

2-я категория — допускается ограниченное по ширине непродолжительное раскрытие трещин a_{crc1} при действии полных нормативных нагрузок (с $\gamma_f = 1$) при условии последующего надежного их закрытия при действии постоянных и длительных нагрузок. Причем, трещины должны не только закрыться, но и зажаться под действием сжимающих напряжений величиной не менее 0,5 МПа. Создать сжимающие напряжения на уровне арматуры можно только при наличии



предварительного напряжения. Здесь выполняют расчет по раскрытию и закрытию трещин, а сечения рассматривают на 2-й стадии работы (**см. п III. 1**).

3-я категория — допускается ограниченное по ширине непродолжительное раскрытие трещин a_{crc1} при действии полных нормативных нагрузок с $\gamma_f = 1$ и продолжительное раскрытие a_{crc2} при действии постоянной и длительной нормативных нагрузок (тоже с $\gamma_f = 1$). Расчет выполняют по раскрытию трещин, сечения рассматривают также на 2-й стадии работы (**см. п III. 1**).

Расчет по образованию трещин выполняют всегда (независимо от категории трещиностойкости). Принадлежность к той или иной категории определяют с учетом назначения конструкции, коррозионной стойкости арматуры и степени химической агрессивности окружающей среды (нормы предусматривают четыре степени: неагрессивная, слабо-, средне- и сильноагрессивная).

VII.2. Расчет центрально растянутых элементов по образованию трещин

Суть проверки по образованию трещин состоит в проверке выполнения условия $N \leq N_{crc}$, где N — растягивающее усилие в нормальном сечении от внешней нагрузки, а N_{crc} — усилие внутренних сил, которое сопротивляется образованию трещин (**см. п II. 7**): $N_{crc} = R_{bt,ser} (A_b + 2\alpha A_{sp}) + P$, где P — усилие обжатия за вычетом всех потерь, принятое с $\gamma_{sp} < 1$. Напомним, что $R_{bt,ser} = R_{btn}$.

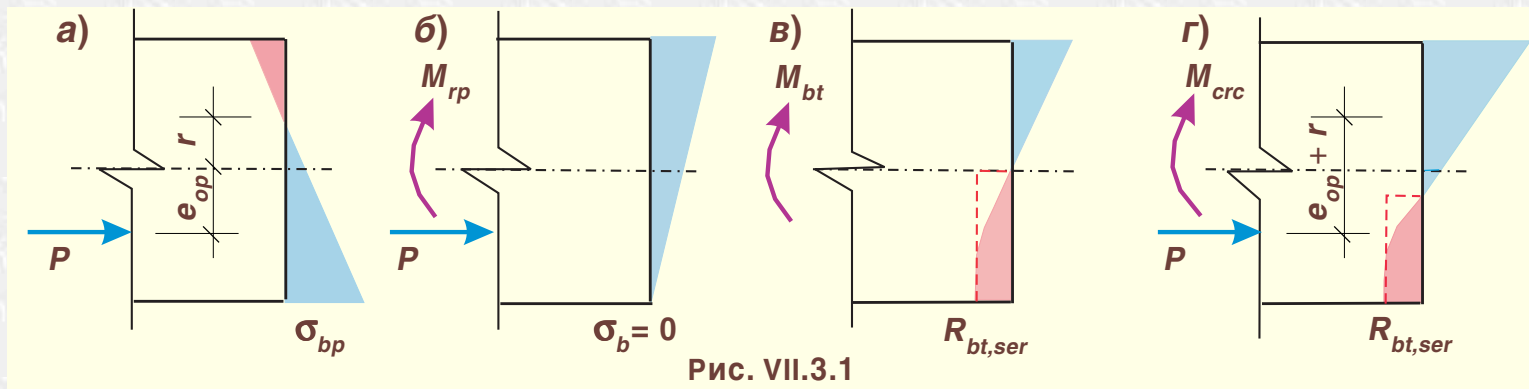
Если $N > N_{crc}$, трещины образуются. Для конструкций 1-й категории необходимо увеличить A_{sp} , для конструкций 2-й и 3-й категорий — выполнить расчеты по раскрытию и закрытию трещин.

VII.3. Расчет изгибаемых элементов по образованию трещин

Чтобы вызвать образование трещин в сечении преднапряженного изгибаемого элемента (**рис. VII.3.1а**), его нужно загрузить внешним моментом, численно равным M_{crc} и состоящим из двух слагаемых: M_{rp} — момента, который погашает предварительное обжатие крайнего волокна бетона, т.е. уменьшает в нем сжимающие напряжения от σ_{bp} до 0 (**рис. VII.3.1б**), и M_{bt} — момента, который повышает в этом же волокне растягивающие напряжения от 0 до сопротивления бетона растяжению $R_{bt,ser}$ (**рис. VII.3.1в**).

Поскольку $M_{rp} = W_{red} \sigma_{bp}$, а $\sigma_{bp} = P/A_{red} + Pe_{op}/W_{red}$ (**см. п II. 4**), то подставив второе выражение в первое, получим: $M_{rp} = W_{red} (P/A_{red} + Pe_{op}/W_{red}) = P(r + e_{op})$, где $r = W_{red}/A_{red}$ — расстояние от центра тяжести приведенного сечения до верхней ядерной точки. Неупругие свойства бетона учитываются поправочным коэффициентом ϕ , меняющимся в зависимости от напряжений в сжатом бетоне от 0,7 до 1. Тогда $r = \phi W_{red}/A_{red}$. Другими словами, M_{rp} — это момент силы обжатия





тия P относительно ядровой точки, наиболее удаленной от грани, трещиностойкость которой определяется. $M_{bt} = R_{bt,ser} W_{pl}$ — где W_{pl} — упруго-пластический момент сопротивления приведенного сечения. Его можно определить по формулам норм или из выражения $W_{pl} = \gamma W_{red}$, где W_{red} — упругий момент сопротивления приведенного сечения для крайнего растянутого волокна, $\gamma = (1,25...2)$ — зависит от формы сечения и определяется по таблицам пособий к нормам [3,4]. $R_{bt,ser}$ — расчетное сопротивление бетона растяжению для предельных состояний 2-й группы (численно равное нормативному R_{bt}). В итоге момент образования трещин для изгибаемого элемента $M_{crc} = R_{bt,ser} W_{pl} + P(e_{op} + r)$ (рис. VII.3.1г),

VII.4. Расчет внецентренно сжатых и растянутых элементов по образованию трещин

Принцип расчета тот же, что и при изгибе, но моменты продольных сил N от внешней нагрузки принимают относительно ядровых точек (рис. VII.4.1):

- при внецентренном сжатии $M_r = N(e_o - r)$,
- при внецентренном растяжении $M_r = N(e_o + r)$,

где r — расстояние от центра тяжести до ядровой точки, наиболее удаленной от линии действия N при внецентренном растяжении и ближайшей при внецентренном сжатии, e_o принимают с учетом прогиба элемента $e_o = e_o \eta$ (см. п IV. 1).

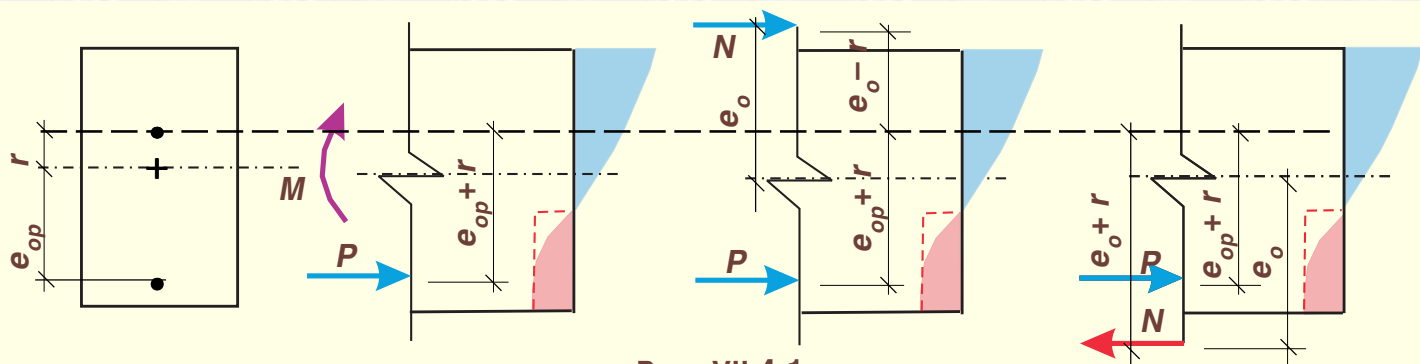


Рис. VII.4.1

Тогда условие трещиностойкости принимает вид: $M_r \leq M_{crc} = M_{bt} + M_{rp} = R_{bt,ser} W_{pl} + P(e_{op} + r)$ — то же, что и при изгибе (рис. VII.4.1). Для элементов без предварительного напряжения второе слагаемое отсутствует.

VII.5. Влияние начальных трещин на трещиностойкость в стадии эксплуатации

Начальные трещины, образовавшиеся в стадии обжатия, перевозки или монтажа под воздействием дополнительного момента от собственного веса, уменьшают размеры поперечного сечения бетона, т.е. уменьшают площадь, момент инерции и момент сопротивления приведенного сечения. За этим следует увеличение напряжений обжатия бетона σ_{bp} , увеличение деформаций ползучести бетона, рост потерь напряжений в арматуре от ползучести, уменьшение силы обжатия P и снижение трещиностойкости той зоны, которая будет растянута от внешней (эксплуатационной) нагрузки.

Влияние начальных трещин учитывают, умножая расчетное значение M_{crc} на коэффициент $(1-\lambda)$, величина которого зависит от ряда характеристик сечения и вычисляется по формулам норм. Таким образом, прежде, чем рассчитать трещиностойкость растянутой зоны в стадии эксплуатации, нужно проверить, нет ли трещин в сжатой зоне расчетных сечений при изготовлении, перевозке и монтаже. Важно правильно оценить, какие при этом действуют усилия. Например, если при перевозке и монтаже балки или плиты подкладки и петли для подъема



находятся на значительном расстоянии от торцов изделия, в опорных сечениях будет действовать отрицательный изгибающий момент M_w (рис. VII.5.1) от собственного веса q_w (с учетом коэффициента динамичности k_d).

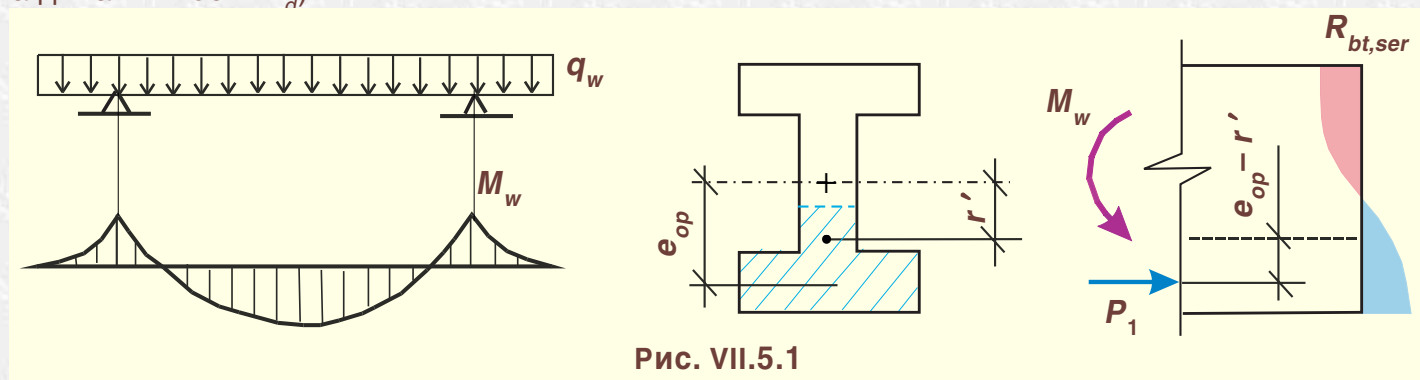


Рис. VII.5.1

Сила обжатия P_1 (с учетом первых потерь и коэффициента точности натяжения $\gamma_{sp} > 1$) создает момент того же знака, поэтому ее рассматривают как внешнюю силу, которая растягивает верхнюю грань, и при этом ориентируются на нижнюю ядровую точку r' . Тогда условие трещиностойкости в этом сечении имеет вид: $M_w + P_1(e_{op} - r') \leq R_{bt,ser} W_{pl}'$, где W_{pl}' — упруго-пластический момент сопротивления для верхней грани. Величина $R_{bt,ser}$ должна соответствовать передаточной прочности бетона R_{bp} . В средней зоне, опасной в стадии эксплуатации, образование начальных трещин менее вероятно.

Если начальные трещины образуются, необходимо проверить не только ширину их раскрытия a_{crc} (см. п VII. 7), но и глубину, которая не должна превышать $h_{crc} \leq 0,5h_o$.

VII.6. Расчет трещиностойкости наклонных сечений

Расчет по образованию трещин, наклонных к оси элемента, сводится к проверке величины главных растягивающих напряжений: $\sigma_{mt} \leq \gamma_{b4} R_{bt,ser}$, где γ_{b4} — коэффициент условий работы бетона, определяемый по нормам в зависимости от величины главных сжимающих напряжений σ_{mc} .

Главные напряжения определяют, как для упругого материала:

$$\sigma_{mt(mc)} = (\sigma_x + \sigma_y) / 2 \pm \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 / 4 + \tau_{xy}^2}, \text{ где } \sigma_x \text{ — нормальные напряжения от}$$



действия силы обжатия P и изгибающего момента M от внешней нагрузки, σ_y — вертикальные напряжения от местного действия опорных реакций и сосредоточенных сил, а также от усилия обжатия отогнутой арматурой, τ_{xy} — касательные напряжения от действия Q и от усилия обжатия преднапряженной отогнутой арматурой, которая уменьшает значения τ_{xy} , что благоприятно влияет на трещиностойкость. При определении главных напряжений знак «+» принимают при подсчете σ_{mt} . Значения σ_{mt} принимают по абсолютной величине. Для свободно опертых изгибаемых элементов рассчитывают, как правило, сечения у грани опоры, в конце зоны передачи напряжений l_p (**см. п II. 10**) и в местах резкого изменения формы сечения, а по высоте сечения — на уровне центра тяжести и в местах примыкания сжатой полки к стенке элементов таврового и двутаврового сечений.

VII.7. Определение ширины раскрытия трещин

Ширина раскрытия трещин a_{crc} определяется, в первую очередь, удлинением растянутой арматуры ϵ_s , которое зависит от напряжений σ_s , возникающих от действия внешней нагрузки (а если арматура напрягаемая, то σ_s — это приращение напряжений к предварительному напряжению σ_{sp}). Чем выше σ_s , тем больше ширина раскрытия трещины a_{crc} . Суммарное напряжение ($\sigma_{sp} + \sigma_s$) не должно превышать $R_{s,ser}$.

Величина a_{crc} зависит от профиля арматуры: чем более развита ее поверхность, тем лучше сцепление с бетоном, тем меньше шаг трещин, тем меньше a_{crc} . Учитывается это коэффициентом η , значение которого принимают в зависимости от типа арматуры (от 1 для стержней периодического профиля до 1,4 для гладкой проволоки).

На a_{crc} влияет диаметр d арматуры. С увеличением d площадь сечения стержня A_s возрастает в квадрате, а периметр p — линейно, т.е. увеличение поверхности контакта арматуры с бетоном отстает от роста усилия $N_s = \sigma_s A_s$. Поэтому при одинаковых напряжениях σ_s , чем больше диаметр стержня, тем хуже сцепление, тем больше раскрытие трещин.

Величина a_{crc} увеличивается, если внешняя нагрузка действует продолжительно, что учитывается коэффициентом ϕ_l . Зависит a_{crc} и от характера действия усилий в сечении (изгиб, сжатие или растяжение), что учитывается коэффициентом δ , и от коэффициента армирования μ .



В итоге, формула для определения ширины раскрытия трещин на уровне центра тяжести растянутой арматуры имеет вид: $a_{crc} = \delta \varphi_l \eta (\sigma_s / E_s) 20(3,5 - 100\mu)^{1/3} \sqrt{d}$ (при $\mu \leq 0,02$).

В случае применения арматуры разного диаметра a_{crc} вычисляют при средневзвешенном диаметре: $d_c = (n_1 d_1^2 + \dots + n_k d_k^2) / (n_1 d_1 + \dots + n_k d_k)$, где $d_1 \dots d_k$ — диаметры стержней растянутой арматуры, $n_1 \dots n_k$ — число стержней каждого диаметра.

Напряжения (или приращение напряжений) в арматуре $A_s = A_s + A_{sp}$ определяют для элементов:

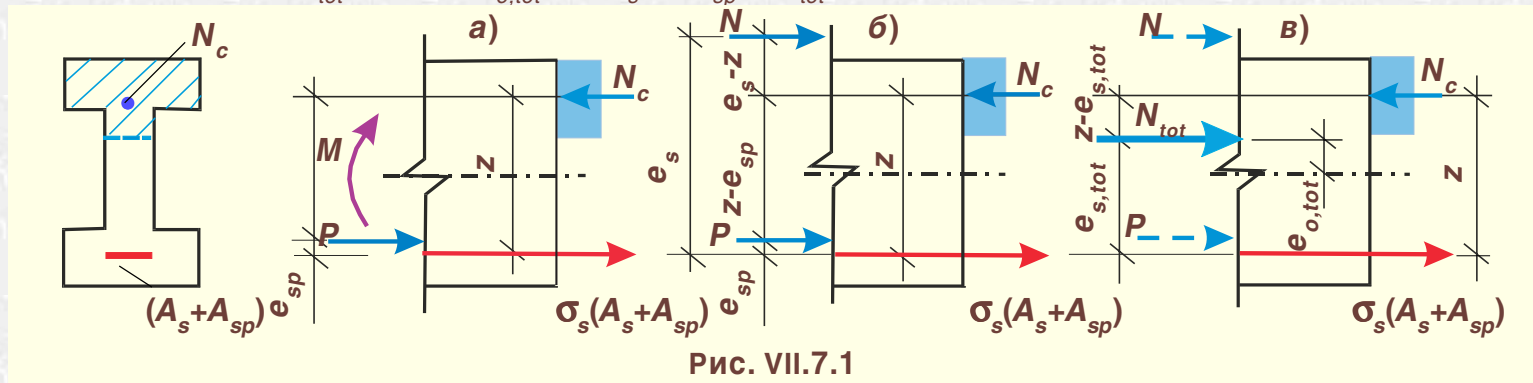
— центрально растянутых $\sigma_s = (N - P) / A_s$;

— изгибаемых $\sigma_s = (M - P(z - e_{sp})) / (A_s z)$ (рис. VII.7.1а);

— внецентренно сжатых, а также внецентренно растянутых при $e_{o,tot} \geq 0,8h_o$

$\sigma_s = (N(e_s \pm z) - P(z - e_{sp})) / (A_s z)$, где «+» принимают при растяжении, «-» — при сжатии (рис. VII.7.1б).

На рис. VII.7.1в $N_{tot} = N + P$; $e_{o,tot} = (Ne_s + Pe_{sp}) / N_{tot}$.



Для внецентренно растянутых элементов при $0 \leq e_{o,tot} \leq 0,8h_o$ высота сжатой зоны становится очень малой или вообще отсутствует, поэтому плечо внутренней пары z заменяется на плечо z_s — расстояние между центрами тяжести арматуры S и S' . Значение z определяют по формулам норм проектирования. Для преднапряженных элементов P принимают равным P_1 или P_2 (в зависимости от стадии, для которой определяют ширину раскрытия трещин) с $\gamma_{sp} = 1$. Для элементов с обычным армированием допускается принимать $P = 0$.



Напряжения (или приращения напряжений) σ_s определяют на уровне равнодействующей усилий в растянутой арматуре.

Если арматура расположена в несколько рядов по высоте, то напряжение в нижнем ряду будет больше, чем на уровне равнодействующей (рис. VII.7.2). Поэтому полученное по расчету напряжение σ_s умножают на коэффициент $\delta_n = (h - x - a_2) / (h - x - a_1)$, где $x = \xi h_0$ (ξ вычисляют при определении z).

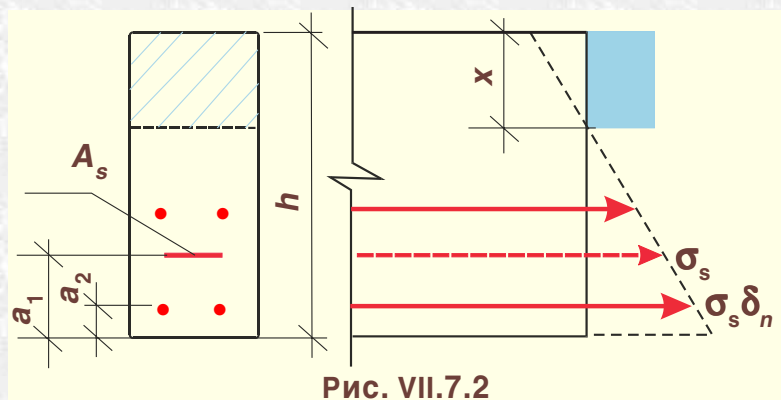


Рис. VII.7.2

Для конструкций 3-й категории трещиностойкости необходимо ширину раскрытия трещин определять трижды: от непродолжительного суммарного q_n действия кратковременных q_{nsh} и длительных (постоянных и длительных временных) q_{nl} нагрузок с $\phi_l = 1$, от непродолжительного длительных (постоянных и длительных временных) q_{nl} нагрузок с $\phi_l = 1$ и от продолжительного действия только постоянных и длительных временных нагрузок q_{nl} с $\phi_l > 1$.

Если предположить, что конструкция будет сразу загружена полной нагрузкой q_{nl} , то трещина в первый момент раскроется на ширину a_{crc1} (рис. VII.7.3). Если кратковременная нагрузка q_{nsh} тут же будет снята, ее ширина уменьшится на некоторую величину Δa_{crc} и составит a'_{crc1} . При продолжительном действии нагрузок q_{nl} в контактной зоне арматуры и бетона развиваются пластические деформации, ширина раскрытия трещин со временем увеличивается до a_{crc2} . При следующих циклах загрузки кратковременной нагрузкой она будет увеличиваться на Δa_{crc} и составит $a_{crc} = a_{crc1} - a'_{crc1} + a_{crc2}$, $a_{crc,l} = a_{crc2}$. Должны выполняться условия по ограничению ширины раскрытия трещин: $a_{crc} \leq [a_{crc1}]$ и $a_{crc,l} \leq [a_{crc2}]$.

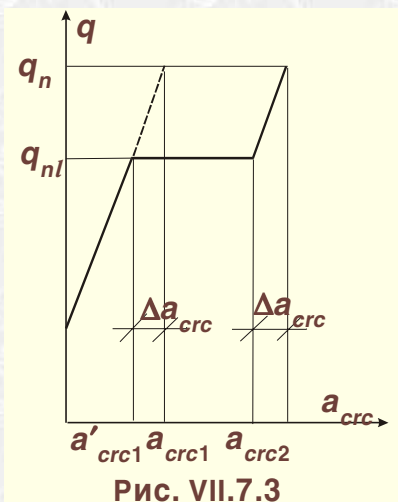


Рис. VII.7.3

В практике проектирования часто встречается задача замены арматуры. Если класс арматуры не меняется, а необходимо уменьшить ее диаметр, то в изгибаемых и растянутых элементах достаточно сделать только перерасчет из условия равнопрочной замены. В сжатых элементах потребуется дополнительно пересмотреть шаг поперечных стержней (**см. п IV. 4**). Если диаметр или класс арматуры требуется увеличить, необходимо пересчитать и ширину раскрытия трещин.

VII.8. Закрытие (зажатие) трещин

Для элементов 2-й категории трещиностойкости при кратковременном действии полной нормативной нагрузки в сечениях возникают усилия N_{tot} (**см. п VII. 7**), при которых допускается ограниченное по ширине раскрытие трещин. Когда снимается кратковременная нагрузка и остается только постоянная и длительная, трещины должны быть закрыты. Чтобы быть уверенными в их надежном закрытии, нужно обеспечить сжатие растянутой грани напряжениями σ_b от совместного действия усилий N_l от постоянных и длительных нагрузок и силы обжатия P_2 (с учетом всех потерь и при коэффициенте точности натяжения $\gamma_{sp} = 1$) не менее 0,5 МПа.

Второе обязательное условие: нужно, чтобы при действии полной нормативной нагрузки F_{tot} напряжения в арматуре не превысили предел упругой работы стали (не вышли за предел пропорциональности), а это обеспечивается соблюдением условия $(\sigma_{sp} + \sigma_s) \leq 0,8R_{s,ser}$.

Если это условие будет не выполнено, то в арматуре появятся необратимые (пластические) деформации и трещины не закроются. Здесь σ_{sp} — величина преднапряжения с учетом всех потерь и с учетом понижающего коэффициента $(1 - \lambda)$ при наличии начальных трещин (**см. п VII. 5**), σ_s — приращение напряжений после приложения внешней нагрузки (**см. п VII. 7**).

VIII.1. Ограничения деформаций

Прогибы железобетонных конструкций ограничиваются условием $f \leq f_u$, где f — полный прогиб элемента от действия нормативных нагрузок и силы предварительного обжатия, f_u — предельно допустимый нормами прогиб. Величина f_u принимается в границах от 1/600 до 1/150 пролета конструкции в зависимости от требований — технологических, конструктивных или эстетических.

Под технологическими требованиями подразумевается обеспечение условий нормальной эксплуатации технологического оборудования (например, чрезмерные прогибы подкрановых балок могут сделать невозможной работу мостового крана). Под конструктивными требованиями подразумевается обеспечение целостности примыкающих элементов конструкций (например, чрезмерный прогиб перекрытия может привести к разрушению нижерасположенных перегородок). Под эстетическими требованиями подразумевается создание благоприятного впечатления от внешнего вида конструкции (например, чрезмерный прогиб перекрытия вызывает у человека ощущение близкого обрушения).

Если f_u ограничивается конструктивными или технологическими требованиями, то полное значение f определяют при действии полной нагрузки (постоянной, длительной и кратковременной), если эстетическими — то от действия только постоянной и длительной части временной нагрузки.

VIII.2. Определение кривизны

Для определения прогиба изгибаемых, внецентренно сжатых и растянутых элементов необходимо вычислить кривизну $1/r$.

Если трещин в растянутой зоне нет или они закрыты, то используют известную формулу строительной механики с введением поправочных коэффициентов: $1/r = M\varphi_{b2} / (\varphi_{b1} E_b J_{red})$, где M — момент от соответствующей внешней нагрузки относительно оси, проходящей через центр тяжести приведенного сечения, $\varphi_{b1} = 0,85$ учитывает влияние кратковременной (быстронатекающей) ползучести, $\varphi_{b2} > 1$ — влияние длительной ползучести при действии постоянных и длительных нагрузок.

Полное значение кривизны определяют по формуле: $1/r = (1/r)_1 + (1/r)_2 - (1/r)_3 - (1/r)_4$, где $(1/r)_1$ и $(1/r)_2$ — кривизна соответственно от кратковременных и постоянных и длительных нагрузок, $(1/r)_3 = P e_{op} / (\varphi_{b1} E_b J_{red})$ — кривизна выгиба от кратковременного действия усилия обжатия P , $(1/r)_4 = (\varepsilon_b + \varepsilon'_b) / h_o$ — кривизна дополнительного выгиба вследствие усадки и пол-



зучести бетона от усилия обжатия P на уровне центра тяжести растянутой арматуры $\varepsilon_b = \sigma_b / E_s$ и $\varepsilon'_b = \sigma'_b / E_s$. Здесь σ_b — сумма потерь в напрягаемой арматуре σ_6 , σ_8 и σ_9 от усадки и ползучести (**см. п II. 6**), σ'_b — то же для условной напрягаемой арматуры, если бы она имелась в уровне крайнего сжатого волокна.

Если трещины в растянутой зоне есть, задача усложняется: даже на участке между соседними трещинами кривизна меняется, поскольку меняются деформации растянутой арматуры ε_s и сжатого бетона ε_b , соответственно меняется и положение нейтральной оси. Поэтому приходится оперировать средней кривизной на участке с трещинами, которая выражается через средние деформации арматуры ε_{sm} и бетона ε_{bm} и среднюю высоту сжатой зоны x_m (**рис. VIII.2.1**).

Из подобия треугольников: $l_{crc} / r = \Delta l_b / x_m = \Delta l_s / (h_o - x_m) = (\Delta l_b + \Delta l_s) / h_o$, или $1/r = (\varepsilon_{sm} + \varepsilon_{bm}) / h_o$.

Средние деформации выражают через напряжения и деформации в сечении с трещиной $\varepsilon_{sm} = \psi_s \varepsilon_s = \psi_s \sigma_s / E_s$; $\varepsilon_{bm} = \psi_b \varepsilon_b = \psi_b \sigma_b / (v E_b)$, тогда $1/r = \psi_s \sigma_s / (E_s h_o) + \psi_b \sigma_b / (v E_b h_o)$.

С учетом прямоугольной эпюры сжатой зоны $\sigma_s = M / (A_s z)$; $\sigma_b = M / (A_b z)$. После подстановок имеем: $1/r = M[\psi_s / (E_s A_s) + \psi_b / (v E_b A_b)] / (h_o z) \pm N_{tot} \psi_s / (h_o E_s A_s)$, где M — момент всех сил (в т.ч. и силы обжатия P) относительно равнодействующей усилий в растянутой арматуре; $A_b = (\varphi_f + \xi) b h_o$ — площадь сжатой зоны (для прямоугольного сечения $A_b = b x_m$), а коэффициенты учитывают: ψ_s — работу растянутого бетона между трещинами, вызывающую неравномерность деформаций арматуры, ψ_b — неравномерность деформаций сжатого бетона между трещинами, v — неупругие деформации бетона в зависимости от длительности действия нагрузки. Последнее слагаемое учитывает наличие продольной растягивающей (+) или сжимающей (–) силы N (в т.ч. и силы обжатия P).

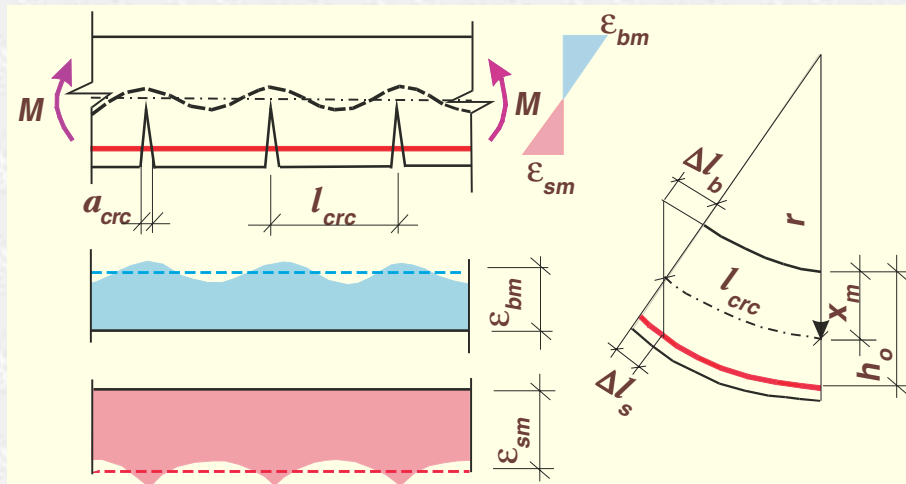


Рис. VIII.2.1

Полное значение кривизны: $1/r = (1/r)_1 - (1/r)_2 + (1/r)_3 - (1/r)_4$, где $(1/r)_1$ — кривизна от непродолжительного действия кратковременных, постоянных и длительных нагрузок, $(1/r)_2$ — кривизна от непродолжительного действия постоянных и длительных нагрузок, $(1/r)_3$ — кривизна от продолжительного действия постоянных и длительных нагрузок, $(1/r)_4$ — кривизна дополнительного выгиба вследствие усадки и ползучести бетона от усилия обжатия P на уровне центра тяжести растянутой арматуры определяется так же, как для элементов без трещин в растянутой зоне. Здесь применен прием, подобный тому, что применялся для подсчета приращения ширины непродолжительного раскрытия трещин (**см. п VII. 7**).

VIII.3. Определение прогибов

В общем случае прогиб f_m определяют по правилам строительной механики: $f_m = \int_l \overline{M}_x (1/r)_x dx$, где \overline{M}_x — момент в сечении x от действия единичной силы, приложенной по направлению искомого перемещения в сечении по длине пролета, для которого определяется прогиб, $(1/r)_x$ — полная кривизна для сечения x , знак которой принимается в соответствии с эпюрой кривизны. Подсчет прогиба в интегральном виде при ручном расчете практически невозможен, поскольку для получения эпюры кривизны пролет элемента нужно разбить на несколько участков и для каждого определить $(1/r)_x$. Поэтому нормы разрешают для элементов постоянного сечения по длине на каждом участке, в пределах которого момент не меняет знака, вычислять кривизну $(1/r)$ для наиболее напряженного сечения и далее принимать изменяющейся пропорционально моменту. Тогда для определения прогибов можно пользоваться известными формулами строительной механики вида $f = s(1/r)l^2$, где, например, для свободно опертой балки при действии равномерно распределенной нагрузки $s = 5/48$, при действии сосредоточенной силы в середине пролета $s = 1/12$, при действии сосредоточенных моментов по концам $s = 1/8$ и т.д. Следует заметить, что для элементов с трещинами в растянутой зоне в этом случае прогиб несколько завышается.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. *СНиП 52-01-2003*. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения / «ГУП НИИЖБ». — М.: ФГУП ЦПП, 2004. — 24 с.
2. *СНиП СНиП 2.03.01-84**. Бетонные и железобетонные конструкции / Госстрой РФ. — М.: ГУП ЦПП, 1996. — 75 с.
3. *Пособие* по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01-84). — М.: ЦИТП, 1989. — 192 с.
4. *Пособие* по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов (к СНиП 2.03.01-84). — М.: ЦИТП, 1986. — Ч. 1. — 188 с.; Ч. 2. — 144 с.
5. *СНиП 2.01.07-85**. Нагрузки и воздействия / Госстрой СССР. — М.: Минстрой РФ, 1996.
6. *СНиП 2.03.11-85*. Защита строительных конструкций от коррозии / Госстрой СССР. — М.: ЦИТП, 1986. — 48 с.
7. *Михайлов К.В.* Проволочная арматура для предварительно напряженного железобетона. — М.: Стройиздат, 1966. — 90 с.
8. *Мулин Н.М.* Стержневая арматура железобетонных конструкций. — М.: Стройиздат, 1974. — 232 с.
9. *Новое* в проектировании бетонных и железобетонных конструкций / Под ред. Гвоздева А.А. — М.: Стройиздат, 1978. — 204 с.
10. *Расчет* железобетонных конструкций по прочности, трещиностойкости и деформациям — Залесов А.С., Кодыш Э.Н., Лемыш Л.Л., Никитин И.К.. — М.: Стройиздат, 1988. — 220 с.
11. *Байков В.Н., Сигалов Э.Е.* Железобетонные конструкции. Общий курс. Учеб. для вузов — М.: Бастет, 2009. — 767 с.
12. *Колмогоров А.Г., Плевков В.С.* Расчет железобетонных конструкций по российским и зарубежным нормам — Томск, 2009. — 405 с.
13. *Габрусенко В.В.* Основы расчета железобетона. 200 вопросов и ответов. Учебное пособие — Новосибирск, 2009. — 112 с.