

**Г. М. ВЛАСОВ
В. П. УСТИНОВ**

РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ МОСТОВ



МОСКВА "ТРАНСПОРТ" 1992

Власов Г. М., Устинов В. П. Расчет железобетонных мостов. — М: Транспорт, 1992. — 256 с.

Рассмотрен комплекс вопросов, связанных с расчетами железобетонных мостов всех назначений. Приведены сведения по расчету сечений, отдельных элементов и целых пролетных строений. Основные положения расчетов даны в соответствии со СНиП 2.05.03-84 «Мосты и трубы», а также СНиП 2.03.01-84 «Бетонные и железобетонные конструкции». При этом учтены последние достижения в области теории железобетона и способов расчета строительных конструкций. Большое внимание уделено расчету мостов сложных систем.

Книга рассчитана на специалистов в области проектирования мостов. Может быть использована студентами мостовой и строительной специальности в качестве учебного пособия.

Ил. 124, табл. 3, библиогр. 68 назв.

Книгу написали: д-р техн. наук, проф. Г. М. Власов — предисловие, гл. 1, 2, 3, 4; д-р техн. наук, проф. В. П. Устинов — главы 5, 6, 7.

Рецензент: д-р техн. наук А. Л. Цейтлин

Заведующий редакцией Л. П. Топольницкая

Редактор К. М. Ивановская

Производственно-практическое издание

Власов Георгий Михайлович,
Устинов Валентин Петрович

РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ МОСТОВ

Обложка художника Н. В. Кондрашова
Технический редактор Л. А. Усенко
Корректор-вычитчик В. Т. Агеева
Корректор В. А. Луценко

ИБ № 4519

Сдано в набор 4.12.91. Подписано в печать 21.07.92. Формат 60×88¹/₁₆. Бум. тип. № 2. Гарнитура литературная. Офсетная печать. Усл. печ. л. 15,68. Усл. кр.-отт. 15,23. Уч.-изд. л. 18,42. Тираж 1200 экз. Заказ 1523. С 230. Изд. № 1—3—1/3 № 5553. Ордена «Знак Почета» издательство «ТРАНСПОРТ», 103064, Москва, Басманный туп., 6а

Московская типография № 4 Министерства печати и информации РФ.
129041, Москва, Б. Переяславская ул., 46.

В $\frac{3201020000-230}{049(01)-92}$ 7-92

ISBN 5-277-01153-6

© Г. М. Власов, В. П. Устинов, 1992

Технический прогресс в области мостостроения характеризуется как применением новых материалов, новых конструкций, так и совершенствованием способов их расчета. В действующем нормативном документе на проектирование мостовых конструкций СНиП 2.05.03-84 «Мосты и трубы» вопросы расчета получили дальнейшее развитие, они во многом отличаются от рекомендованных ранее действовавшими нормами. Однако далеко не все вопросы расчета железобетонных мостовых конструкций нашли отражение в нормах проектирования. Кроме того, краткое или не очень четкое изложение рекомендаций по расчету таких конструкций в нормативном документе в ряде случаев затрудняет правильное их применение в практике проектирования. Цель настоящей книги — в известной мере восполнить эти пробелы.

В книге нашли отражение расчеты как сечений, так и конструкций в целом или отдельных их элементов. Расчеты излагаются в основном в соответствии со СНиП 2.05.03-84 «Мосты и трубы» с учетом уточнений, которые предполагается ввести в новую редакцию этого нормативного документа, а в некоторых случаях — со СНиП 2.03.01-84 «Бетонные и железобетонные конструкции». В то же время авторы старались учесть последние достижения в области теории железобетона и расчета строительных конструкций, излагая их применительно к мостам. При этом сделана ссылка на соответствующие литературные источники.

Разумеется, в книге из-за ограниченности ее объема нельзя предусмотреть все особенности и многообразие конструкций мостов и связанных с ними расчетов. Поэтому для редко встречающихся в практике проектирования мостовых конструкций случаев расчета читатель отсылается к другим опубликованным работам.

В настоящее время практические расчеты выполняют как «вручную», т. е. с использованием простейших вычислительных средств, так и с применением ЭВМ. Поэтому в книге даны некоторые рекомендации по уточненным расчетам, которые могут быть выполнены только при использовании ЭВМ. Объем книги не позволил дать более подробные и конкретные сведения об алгоритмах и вычислительных комплексах, а также о вопросах оптимизации и автоматизации проектирования.

Предполагается, что рассчитываются конструкции, при проектировании которых выполнены все конструктивные требования, установленные СНиП 2.05.03-84. В частности, обязательным условием является надежное заанкеривание рабочей арматуры. Конструктивные тре-

бования, за небольшим исключением, необходимым для понимания принятых способов расчета, в книге не приводятся.

Буквенные обозначения приняты в соответствии со стандартом СЭ 1565—79, а также в соответствии со СНиП 2.05.03-84 и частично СНиП 2.03.01-84, когда буквенные обозначения этих нормативных документов отличаются от рекомендованных СТ СЭВ 1565—79. Основные наиболее часто встречающиеся буквенные обозначения с обоснованием принятой индексации приведены в начале книги. К остальным буквенным обозначениям даны пояснения после соответствующих формул. Авторы старались придерживаться принятой в мостостроительной терминологии.

В книге использована международная система единиц СИ. Во многие эмпирические формулы входят прочностные характеристики материалов. Конкретные числовые значения их следует вводить в формулы в мегапаскалях.

Книга имеет практическую направленность, рассчитана на инженеров-проектировщиков и студентов мостовой и строительной специальностей. Поэтому авторы стремились особое внимание уделить раскрытию физического смысла излагаемых способов расчета, обоснованию практических рекомендаций. Так как все практические способы расчета строительных конструкций являются в известной мере приближенными, их изложение, как правило, начинается с указания исходных предпосылок (гипотез, допущений), положенных в их основу. Приводимые в книге формулы сопровождаются выводами или, если это невозможно из-за того, что многие формулы носят эмпирический характер, необходимыми пояснениями. Учитывая, что книга будет использоваться студентами как учебное пособие, материал в ней излагается по принципу: от простого к сложному.

Расчеты сечений элементов и простейших балочных разрезных пролетных строений даны весьма подробно и могут быть полностью выполнены по материалам данной книги. Расчеты более сложных систем, особенно по уточненным расчетным схемам, ориентированы на подготовленного читателя и содержат лишь общие рекомендации и сведения об особенностях расчетов, для выполнения которых необходимо использование дополнительной специальной литературы.

Авторы выражают глубокую благодарность д-ру техн. наук проф. А. Л. Цейтлину за ряд ценных замечаний, сделанных при рецензировании книги.

Внешние нагрузки

F — сосредоточенная сила;
 g — постоянная равномерно распределенная нагрузка;
 v — временная равномерно распределенная нагрузка.

Усилия от внешних нагрузок и воздействия

M , N , Q , T — изгибающий момент, продольная сила, поперечная сила, крутящий момент в расчетах по прочности;

M_n , N_n , Q_n , T_n — то же в расчетах по второй группе предельных состояний;

M_f , N_f — изгибающий момент и продольная сила в расчетах на выносливость.

Характеристики материалов

R_{bt} , $R_{bt,ser}$ — расчетные сопротивления бетона осевому сжатию в расчетах по прочности и трещиностойкости;

R_{bt} , $R_{bt,ser}$ — расчетные сопротивления бетона осевому растяжению в расчетах по прочности и трещиностойкости;

$R_{b,sh}$ — расчетное сопротивление бетона скалыванию при изгибе в расчетах по трещиностойкости;

$R_{b,cut}$ — расчетное сопротивление бетона на непосредственный срез в расчетах по прочности;

$R_{b,mc1}$, $R_{b,mc2}$ — расчетные сопротивления бетона в расчетах по образованию продольных трещин в стадии изготовления и монтажа и в стадии эксплуатации;

R_{bp} — передаточная прочность бетона (прочность бетона в предва-

рительно напряженных конструкциях в момент передачи усилия обжатия на бетон);

R_{bf} — расчетное сопротивление бетона осевому сжатию в расчетах на выносливость;

R_s , R_p — расчетные сопротивления ненапрягаемой арматуры (растяжению и сжатию) и напрягаемой арматуры (растяжению);

R_{sf} , R_{pf} — расчетные сопротивления ненапрягаемой и напрягаемой арматуры в расчетах на выносливость;

R_{ps} — расчетное сопротивление напрягаемой арматуры, расположенной в сжатой зоне сечения;

E_b , E_s , E_p — модули упругости бетона, ненапрягаемой и напрягаемой арматуры;

ϵ_n , ϵ_{sn} — нормативные деформации ползучести и усадки бетона;

n_{1s} , n_{1p} — отношения модулей упругости ненапрягаемой и напрягаемой арматуры к модулю упругости бетона;

n' — то же с учетом виброползучести.

Геометрические характеристики

A'_b , A_b — площадь бетона сжатой зоны и всего сечения элемента;

A_s , A_p — площадь сечения ненапрягаемой и напрягаемой арматуры, расположенной в растянутой зоне сечения или при полностью сжатом сечении в наименее сжатой зоне;

A'_s , A'_p — площадь сечения ненапрягаемой и напрягаемой арматуры, расположенной в сжатой зоне сечения или при полностью сжатом сечении в наиболее сжатой зоне;

$A_{s,tot}$ — площадь всей ненапрягаемой арматуры в сечении элемента;

I_b — момент инерции бетонной части сечения относительно оси, проходящей через ее центр тяжести;

A_{red} , I_{red} — площадь и момент инерции приведенного сечения относительно его центральной оси;

W_{red} — момент сопротивления приведенного сечения;

S_{red} — статический момент приведенного сечения;

a_s , a_p , a'_s , a'_p — расстояние от центров тяжести площадей арматуры A_s , A_p , A'_s , A'_p до ближайших границ сечения;

a , a' — расстояния от равнодействующих усилий в нижней и верхней арматуре до ближайшей грани;

b — ширина сечения, ширина ребра таврового и двутаврового сечений;

b_f , b'_f — приведенная ширина полки таврового и двутаврового сечений в растянутой (наименее сжатой) и сжатой (наиболее сжатой) зонах сечения;

h , h'_f — приведенная высота полки таврового и двутаврового сечений в растянутой (наименее сжатой) и в сжатой (наименее сжатой) зонах сечения;

h — высота сечения;

h_0 , h'_0 — рабочая высота нормального сечения, равная соответственно $h_0 = h - a$; $h'_0 = h - a'$;

i — радиус инерции поперечного сечения;

r — ядровое расстояние;

r — радиус окружности;

x , x' — высота сжатой зоны сечения в расчетах по прочности и на выносливость;

ρ — кривизна.

Индексы буквенных обозначений и поясняющие слова

Однобуквенные индексы

b — бетон (beton);

b — нижний (bottom);

f — полка балки (flange);

h — горизонтальный (horizontal);

i — отогнутый, наклонный (inclined);

m — средний (middle);

n — нормативный (normative);

s — арматура, сталь (steel);

t — кручение (torsion);

t — время (time);

t — верхний (top);

w — ребро или стенка балки (web);

y — предел текучести (yield point).

Двух- и трехбуквенные индексы

ch — случайный (chanced);

cir — кольцевой, круглый (circular);

con — контролируемый (controlled);

con — конструкция (construction);

cr — трещинообразование, трещина (cracking);

cr — критический (critical);

ef — эффективный (effective);

el — упругий (elastic);

loc — местный (local);

max — максимальный (maximal);

min — минимальный (minimal);

pl — пластичный (plastic);

red — приведенный (reduced);

sup — опорный (support);

tot — суммарный, полный (total).

ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О РАСЧЕТАХ МОСТОВЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

1.1. ОСНОВНЫЕ СВОЙСТВА БЕТОНА И АРМАТУРНОЙ СТАЛИ, УЧИТЫВАЕМЫЕ В РАСЧЕТАХ

Бетон. Для мостовых конструкций применяют, как правило, конструкционный тяжелый бетон со средней плотностью 2200 ... 2500 кг м³.

Основной характеристикой, определяющей прочностные свойства бетона, является класс бетона по прочности на сжатие, за который принято нормативное сопротивление осевому сжатию кубов размером 15 × 15 × 15 см с обеспеченностью 0,95, измеряемое в мегапаскалях. Кубы должны быть изготовлены и испытаны в возрасте 28 сут по ГОСТ 10180—78 (СТ СЭВ 3978—83). Зависимость между классом бетона B по прочности на сжатие и определяемой на кубах прочностью бетона имеет вид

$$B = (1 - 1,64v) \bar{R}, \quad (1.1)$$

где $v = \hat{R}/\bar{R}$ — коэффициент вариации (изменчивости) прочности бетона; $\bar{R}$ — среднее значение прочности бетона в серии образцов; $\hat{R}$ — среднее квадратическое отклонение (стандарт) значений прочности бетона при испытаниях стандартных образцов.

Коэффициент вариации прочности бетона на разных заводах железобетонных конструкций и стройках различен и колеблется в широких пределах. Зависит он от многих факторов: постоянства качества применяемых материалов, контроля за их дозировкой (особенно за контролем водоцементного отношения), ухода за бетоном. На основании статистических данных по большому числу предприятий, изготавливающих бетон, в нормативных документах для тяжелого бетона принято $v = 0,135$. Но при определении класса бетона на заводах или стройках используют фактическое значение коэффициента вариации. Таким образом предприятия, выпускающие однородный бетон, при меньших значениях v могут иметь экономию материалов, прежде всего цемента.

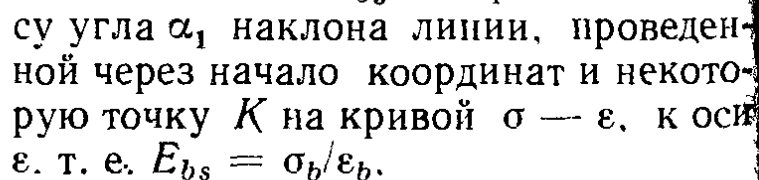
При благоприятных условиях естественного твердения прочность бетона постепенно (в течение 10 лет и более) увеличивается. Бетоны низких классов дают более значительный прирост прочности во времени по сравнению с бетонами высоких классов.

Для мостовых конструкций применяют бетон классов В20, В22,5, В25, В27,5, В30, В35, В40, В45, В50, В55, В60, причем бетон классов В22,5 и В27,5 применяют при условии, что это дает экономию цемента и не ухудшает другие технико-экономические показатели конструкции. Нормами установлены минимальные значения классов бетона для конструкций в зависимости от их вида, армирования, условий эксплуатации.

Бетон является упругопластическим материалом, под действием нагрузки в нем одновременно с упругими развиваются пластические деформации. Зависимость $\sigma - \epsilon$ между напряжениями и относительными деформациями нелинейна (рис. 1.1). В общем случае полная деформация бетона ϵ_b состоит из упругой ϵ_e и пластической ϵ_p частей.

$$\varepsilon_b = \varepsilon_{el} + \varepsilon_{pl}. \quad (1)$$

Упругопластические свойства бетона характеризуются секущим модулем или модулем упругопластичности бетона E_{ls} . Он равен танген-



Деформации бетона при сжатии принято определять на стандартных

8

образцах. Вершина кривой $\sigma - \epsilon$ для сжатых образцов соответствует пределу прочности бетона на сжатие (призмной прочности) R_{bn} , а для растянутых — пределу прочности бетона на растяжение R_{btn} . Относительные деформации ϵ_{bn} , соответствующие напряжениям R_{bn} , колеблются в весьма широких пределах от 0,0008 до 0,0030. Если испытание бетонной призмы проводить с постоянной скоростью деформирования, то после достижения бетоном предела прочности R_{bn} образец продолжает деформироваться с уменьшением нагрузки, что соответствует нисходящей ветви кривой $\sigma - \epsilon$. Окончательное разрушение бетона происходит при относительных деформациях $\epsilon_{b, \max}$, достигающих 0,0035 ... 0,0070. Предельные относительные деформации бетона при растяжении примерно в 10 ... 20 раз меньше, чем при сжатии. Деформации ϵ_{btn} , соответствующие напряжениям R_{btn} , составляют в среднем 0,00015.

Значения относительных деформаций ϵ_{bn} и $\epsilon_{b, \max}$ зависят от многих факторов — прочности бетона, его состава и условий твердения, длительности действия нагрузки и др.

Кривая $\sigma - \epsilon$ для разгрузки имеет вогнутость к оси напряжений (штриховая линия на рис. 1.1). Наклон кривой разгрузки в верхней ее точке равен наклону кривой нагружения в начальной точке (в начале координат). После разгрузки в образце сохраняются остаточные деформации ϵ_{b0} , которые с течением времени несколько уменьшаются на величину ϵ_{ep} , называемую деформацией упругого последствия.

При каждом повторном нагружении до достижения бетоном напряжений σ_1 , соответствующих началу разгрузки, пластическая часть деформации уменьшается, и после некоторого числа циклов нагружения и разгрузки бетон начинает вести себя как упругий материал (рис. 1.2).

Если загрузить образец нагрузкой, вызывающей напряжение σ_2 , выше тех максимальных напряжений, которые наблюдались ранее при многократно повторяющемся нагружении, то в образце снова, наряду с упругими, будут возникать пластические деформации. При этом суммарная деформация бетона, включающая в себя ϵ_{el} , ϵ_{pl} и ϵ_{b0} , будет равна деформациям при однократном нагружении образца до напряжения σ_2 .

При многократном повторении нагрузки, которая не вызывает напряжений, превышающих некоторую величину R_{bfn} , разрушения бетона не произойдет. Если максимальные напряжения превысят этот предел ($\sigma_3 > R_{bfn}$ на рис. 1.2), то кривая нагружения $\sigma - \epsilon$ с увеличе-

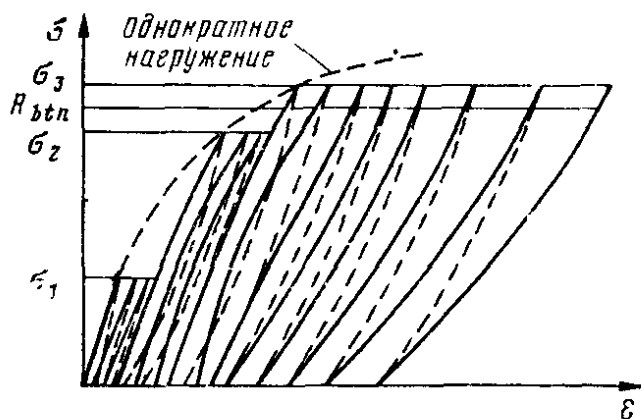


Рис 1.2 Диаграмма $\sigma - \epsilon$ при многократном нагружении бетонного образца

нием числа циклов приложения нагрузки начинает изменять свой вид. Постепенно она становится прямолинейной, а затем искривляется в другом направлении, т. е. получает выпуклость к оси деформации. Такое изменение кривой $\sigma - \epsilon$ влечет за собой увеличение остаточных деформаций, а затем наступает разрушение бетона. При этом напряжения в бетоне будут меньше предела его прочности при однократном нагружении. Предельные значения напряжений $R_{bf,n}$, при которых не происходит разрушение бетона при практически неограниченном числе циклов приложения нагрузки, называют пределом выносливости бетона. При определении предела выносливости за базовое принято 2 млн. циклов нагружения — разгрузки, что примерно соответствует фактическому числу циклов приложения нагрузки на сооружение за период его эксплуатации.

Предел выносливости зависит от асимметрии цикла повторяющихся напряжений, характеризуемой значением

$$\rho_b = \sigma_{b, \min} / \sigma_{b, \max}, \quad (1)$$

где $\sigma_{b, \min}$, $\sigma_{b, \max}$ — наименьшее и наибольшее абсолютные значения напряжений, измеряемые в одной и той же точке сечения.

На размер пластических деформаций в бетоне существенное влияние оказывает скорость нагружения. При очень быстром (мгновенном) нагружении проявляются только упругие деформации. Зависимость между напряжениями и деформациями в этом случае будет линейной. Нелинейность зависимости $\sigma - \epsilon$ увеличивается с уменьшением скорости приложения нагрузки.

В начальной стадии нагружения, когда напряжения в бетоне превышают 30 ... 40 % предела его прочности на сжатие, кривая $\sigma - \epsilon$ близка к прямой, определяемой уравнением $\sigma_b = E_b \epsilon_b$, т. е. в этой стадии проявляются в основном упругие деформации. С увеличением напряжений растут пластические деформации, которые становятся преобладающими при приближении к пределу прочности бетона. Аналогичная картина наблюдается и при растяжении бетона.

При длительном действии нагрузки неупругие деформации бетона увеличиваются. Свойство материала испытывать нарастание непрерывных во времени неупругих деформаций при длительно действующих нагрузках называют ползучестью. Деформации ползучести бетона зависят от продолжительности действия нагрузки, значения напряжений, вида напряженного состояния, возраста бетона к моменту нагружения.

Следует отметить сложность процесса деформирования бетона при длительном действии нагрузки. В упрощенном виде этот процесс можно представить в следующем виде. Если загрузить бетонную призму длительно действующей нагрузкой q (рис. 1.3), то сразу после нагружения возникнут упругие деформации Δ_{el} и некоторая часть пластических деформаций Δ_{pl} (так называемая быстронатекающая ползучесть). Затем в течение длительного времени деформации ползучести $\Delta_{pl,t}$ будут нарастать, причем интенсивность нарастания будет постепенно уменьшаться, и через несколько лет рост их практически прекращается. От

носительные деформации ползучести при этом достигнут некоторой предельной величины ϵ_{pln} (рис. 1.4).

Значение деформаций длительной ползучести принято определять через нормативную деформацию ползучести (меру ползучести) s_n , которая представляет собой предельную деформацию ползучести при напряжении в бетоне 0,1 МПа.

При действии многократно повторяющейся нагрузки деформации ползучести увеличиваются, проявляется так называемая виброползучесть бетона. Это связано с изменением структуры бетона в результате такого действия нагрузки.

Другим специфическим свойством бетона является усадка. Усадкой называется сокращение объема бетона при твердении его на воздухе. С течением времени усадка затухает и кривая деформации, вызываемая усадкой, асимптотически приближается к некоторому предельному значению — нормативной деформации усадки ϵ_{sn} .

Предельные значения деформаций ползучести и усадки зависят от многих факторов: весьма существенно от возраста и прочности бетона при его нагружении. С учетом этого в СНиП 2.05.03-84 значения s_n и ϵ_{sn} приведены в зависимости от классов бетона по прочности на сжатие, соответствующих передаточной его прочности; т. е. прочности в момент передачи на бетон усилия обжатия. На деформации ползучести и усадки бетона большое влияние оказывают условия его твердения. Поэтому для бетона, подверженного тепловлажностной обработке, значения s_n и ϵ_{sn} уменьшают на 10 %.

Развитие деформаций ползучести и усадки бетона зависит от температурно-влажностного режима окружающей среды. Их протекание во времени происходит не плавно, а имеет волнообразный характер (штриховая линия ϵ на рис. 1.4). Отклонения от плавной кривой связаны с изменениями температуры и влажности воздуха. На предельные деформации ползучести и усадки бетона эти изменения влияют мало.

Ползучесть и усадку бетона необходимо учитывать при определении перемещений от длительно действующих нагрузок, в расчетах по

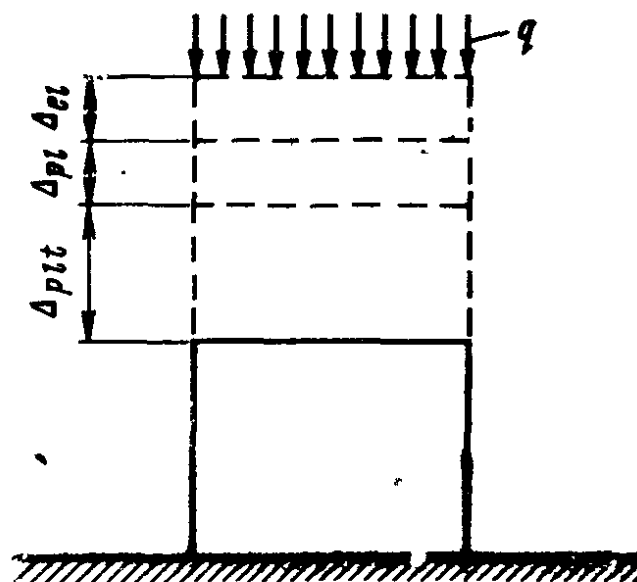


Рис. 1.3. Деформации бетонной призмы

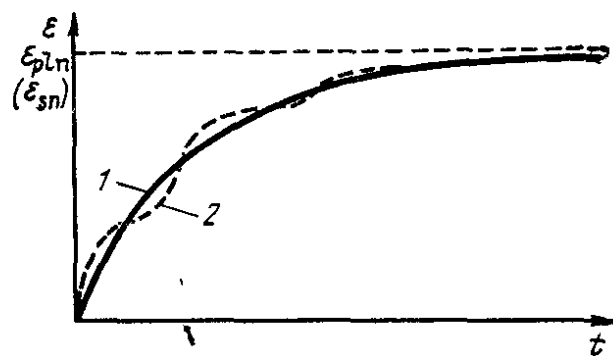


Рис. 1.4. Кривые усадки и ползучести:

1 — при постоянном температурно-влажностном режиме, 2 — при изменяющихся температуре и влажности воздуха

трещиностойкости предварительно напряженных конструкций, как ползучесть и усадка вызывают в них потери предварительного пружения. Этот учет необходим также в расчетах статически неопределимых, сборно-монолитных конструкций и конструкций с искусственным регулированием напряжений ввиду того, что ползучесть и усадка перераспределяют внутренние усилия. Виброползучесть бетона учитывают в расчетах на выносливость и по трещиностойкости конструкций из ненапрягаемого бетона.

Арматура. По функциональному назначению арматуру железобетонных конструкций подразделяют на рабочую и конструктивную. Под рабочей понимают арматуру, площадь которой определяется расчетом. К конструктивной относят монтажную и распределительную арматуру, которую устанавливают без расчета. Монтажная арматура предназначена для создания арматурного каркаса и сохранения его жесткости в процессе бетонирования конструкции. Распределительная арматура служит для выравнивания усилий в стержнях рабочей арматуры, и по расчету они должны быть одинаковыми. Конструктивную арматуру ставят также для восприятия не учитываемых расчетом местных напряжений от действия сосредоточенных сил, для частичного восприятия усилий, вызываемых усадкой и ползучестью бетона, и во всех других случаях, когда есть опасность появления внутренних усилий, определение которых расчетным путем практически невозможно.

По виду поверхности различают гладкую арматуру и арматуру периодического профиля.

Для рабочей арматуры железобетонных мостовых конструкций применяют стали различных классов и марок. Класс арматурной стали определяют ее прочностные характеристики. Марка низколегированной стали указывает на ее химический состав. В обозначениях марки углеродистой стали содержатся сведения о степени ее раскисления, группа гарантируемых характеристик и категории их гарантий. Классы и марки арматурных сталей для железобетонных мостовых конструкций, условия их применения установлены СНиП 2.05:03-84.

Основной прочностной характеристикой стали является предел текучести $\sigma_{\text{т}}$, физический или условный. Физический предел текучести характерен для так называемых мягких сталей, имеющих ясно выраженную площадку текучести на диаграмме $\sigma - \epsilon$. К таким сталям относится горячекатаная арматурная сталь классов А-I, А-II, А-III. Стержневая арматура повышенной прочности и высокопрочная арматура выполнены из твердых сталей, не имеющих площадки текучести. Для таких сталей введено понятие условного предела текучести. За условный предел текучести принимают напряжение $\sigma_{0,2}$, при котором остаточная относительная деформация составляет 0,2 % (рис. 1.5). Напряжение, соответствующее наибольшей нагрузке, предшествующей разрушению, носит название временного сопротивления (сопротивление разрыву). Для проволоочной арматуры сопротивление разрыву принимают за основную прочностную характеристику.

Тангенс угла наклона прямолинейного участка линии $\sigma - \epsilon$ к оси деформаций (см. рис. 1.5) численно равен модулю упругости арматурной стали. Значения модулей упругости арматуры приведены в СНиП 2.05.03-84.

При действии многократно повторяющейся нагрузки прочность стали уменьшается, и разрушение становится хрупким. Снижение прочности зависит от числа циклов повторения нагрузки и от коэффициента асимметрии цикла, который равен отношению минимальных по абсолютному значению напряжений к максимальным с учетом их знака (растягивающие напряжения — положительные, сжимающие — отрицательные).

Для высокопрочных арматурных сталей, применяемых в предварительно напряженных конструкциях, характерна релаксация напряжений. Под релаксацией напряжений арматуры понимают снижение предварительных напряжений в ней при неизменной длине, например при жестком закреплении ее концов. Релаксация напряжений зависит от многих факторов, прежде всего от предварительного напряжения в арматуре, а также от ее прочностных характеристик, технологии изготовления конструкции и других факторов. Релаксация напряжений протекает неравномерно. Особенно интенсивно релаксация проявляется в течение первых часов после создания напряжений в арматуре, а затем процесс постепенно затухает.

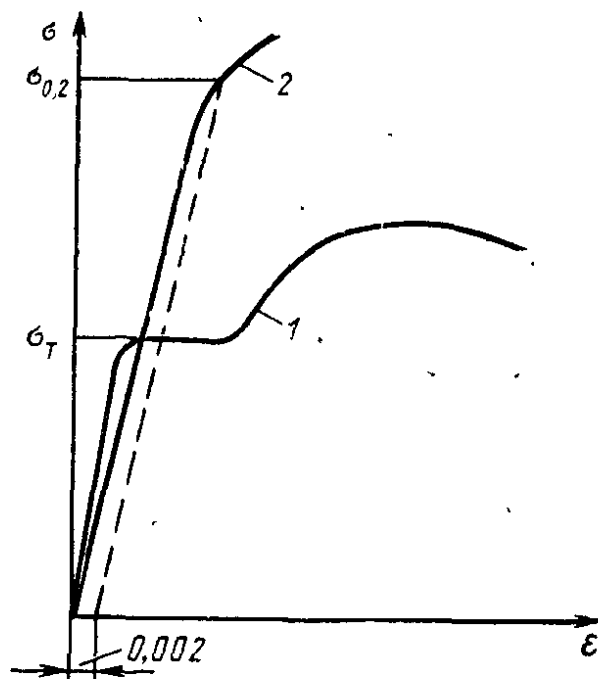


Рис. 1.5. Диаграммы $\sigma - \epsilon$ для арматурных сталей:
1 — мягких; 2 — твердых

1.2. ПРЕДПОСЫЛКИ И ОСОБЕННОСТИ РАСЧЕТА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ МОСТОВЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО МЕТОДУ ПРЕДЕЛЬНЫХ СОСТОЯНИЙ

Предельные состояния. В основу принятых норм расчета строительных конструкций, в том числе мостовых, положен метод предельных состояний. Предельным считают такое состояние конструкции, при наступлении которого она перестает удовлетворять эксплуатационным требованиям. Для стадии строительства предельным является состояние, при котором конструкция не удовлетворяет строительным требованиям или получает в процессе ее сооружения (изготовления, транспортирования, монтажа) повреждения, исключающие нормальную эксплуатацию в будущем. Нормальной считается эксплуатация мостов, при которой осуществляется бесперебойное движение временной нагрузки без ограничения ее проектных значений и скоростей и

при этом не требуется каких-либо повышенных эксплуатационных расходов (внеочередных ремонтов, усиленного надзора, особого текущего содержания). Расчет по методу предельных состояний должен исходить с определенной обеспеченностью наступление предельных состояний в процессе строительства или эксплуатации конструкции.

Предельные состояния могут быть вызваны различными причинами и соответствовать разной степени повреждения конструкций.

Все возможные предельные состояния разделяют на две группы.

К первой относят такие предельные состояния, при наступлении которых конструкция становится непригодной для эксплуатации и возведения. Можно считать, что наступление предельного состояния первой группы соответствует аварийной ситуации, т. е. потере конструкцией несущей способности или переходу ее в состояние, совершенно непригодное для эксплуатации. К этой группе предельных состояний относят, например, разрушение, вызванное силовыми воздействиями или в результате совместного действия силовых факторов и неблагоприятных влияний внешней среды, усталостное разрушение в результате многократного воздействия подвижной нагрузки, общую или местную потерю устойчивости.

Наступление предельного состояния второй группы не требует прекращения эксплуатации сооружения, но при этом возникают затруднения для его нормальной эксплуатации.

Предельные состояния второй группы могут быть вызваны чрезмерными упругими или остаточными перемещениями (прогибами, выгибами, углами поворота, колебаниями), образованием или недопустимым раскрытием трещин в бетоне.

Наступление того или иного предельного состояния зависит от большого числа факторов случайного характера, которые могут проявляться в различных комбинациях. Случайный их характер связан рядом причин, наиболее существенными из них являются:

недостоверность принятых в расчетах значений нагрузок как постоянных, так и временных, поскольку невозможно точно предугадать значение этих нагрузок на весь срок службы конструкции;

несоответствие вычисленных внутренних усилий и напряжений фактическим из-за несовершенства применяемых при проектировании конструкций способов расчета;

недостоверность принятых в расчетах прочностных и деформативных характеристик материалов, так как значения этих характеристик приходится выбирать среди значений, имеющих определенный разброс;

отступления фактических размеров конструкции в целом или ее отдельных сечений от проектных, связанные с точностью производства работ.

Вопрос об обеспечении безотказной работы конструкций моста в течение установленного срока его эксплуатации может быть решен лишь с использованием вероятностных методов статистической механики и теории надежности. Однако для полного вероятностного расчета необ-

ходимы знания законов изменчивости механических свойств материалов (бетона и арматуры), законов распределения постоянных и временных нагрузок, а также вызванных ими внутренних усилий. Необходимы данные о возможных отклонениях геометрических размеров всей конструкции или ее отдельных элементов от проектных. В настоящее время такой расчет вряд ли возможен из-за отсутствия достоверных исходных данных, хотя основные теоретические предпосылки для него имеются. Поэтому в практических расчетах вероятностные методы применяются лишь частично, например при определении нормативных и расчетных прочностных характеристик материалов. Такие расчеты принято называть полувероятностными.

В соответствии с нормами проектирования мостов и труб железобетонные мостовые конструкции рассчитывают по первой группе предельных состояний по прочности, устойчивости формы и на-выносливость, а по второй группе — по трещиностойкости (по образованию и раскрытию трещин) и ограничению перемещений (прогибов, углов поворота, колебаний).

Расчеты должны исключить наступление предельных состояний. Это обеспечивается системой коэффициентов к нагрузкам (коэффициенты надежности по нагрузке), к механическим характеристикам материалов (коэффициенты надежности по материалу), учитывающих возможные отступления значений нагрузок или характеристик материалов от их нормативных значений. В необходимых случаях в расчетах предусматривают коэффициенты условий работы, оценивающие неточность и условность принятых способов расчета, особенности эксплуатации сооружения, а также коэффициенты надежности по назначению, учитывающие ответственность сооружения.

Стадии напряженного состояния железобетонных элементов. В процессе возрастания нагрузки напряженное состояние железобетонного элемента проходит через несколько качественно различных стадий. Рассмотрим эти стадии на примере нормального сечения изгибаемого элемента из обычного железобетона, когда нагрузка постепенно возрастает до разрушающей.

В начале нагружения между напряжениями и деформациями бетона (см. § 1.1) при одноосном напряженном состоянии существует практически линейная зависимость. Аналогичная зависимость характерна и для арматуры. Поэтому можно считать что в этот период железобетонный элемент работает в упругой стадии. Закон распределения нормальных напряжений в бетоне по высоте сечения близок к линейному. Такое напряженное состояние сечения соответствует стадии I (рис. 1.6, а).

По мере увеличения нагрузки зависимость между напряжениями и деформациями бетона все более отличается от линейной. Следовательно, и эпюра напряжений в бетоне принимает криволинейное очертание. В некоторый момент напряжения в бетоне у растянутой грани элемента достигают значений, соответствующих предельной растяжи-

мости бетона. Такое напряженное состояние принято считать дией Ia.

Дальнейший рост нагрузки связан с появлением и интенсивным развитием трещин в растянутой зоне элемента. В результате значительная часть бетона этой зоны из работы сечения исключается. Наступает дия II

Под стадией III понимают стадию разрушения сечения. При этом в общем случае напряжения в бетоне достигают временного сопротивления осевому сжатию, в арматуре — физического или условного предела текучести. Бетон растянутой зоны почти полностью выключается из работы сечения.

Сечение, в котором возникли текучесть арматуры и пластические деформации сжатого бетона, можно рассматривать как пластический шарнир, так как предельный изгибающий момент в таком сечении при его полного разрушения остается постоянным.

При избыточном содержании растянутой арматуры разрушение сечения происходит в результате исчерпания несущей способности бетона сжатой зоны, когда напряжения в арматуре не достигают предела текучести. Такие сечения называют «переармированными», в отличие от «нормально» армированных сечений, в которых несущая способность арматуры используется полностью.

Положение нейтральной оси в различных стадиях различно. С ростом нагрузки нейтральная ось перемещается по направлению к сжатой грани. Однако когда деформации в крайних сжатых волокнах пр

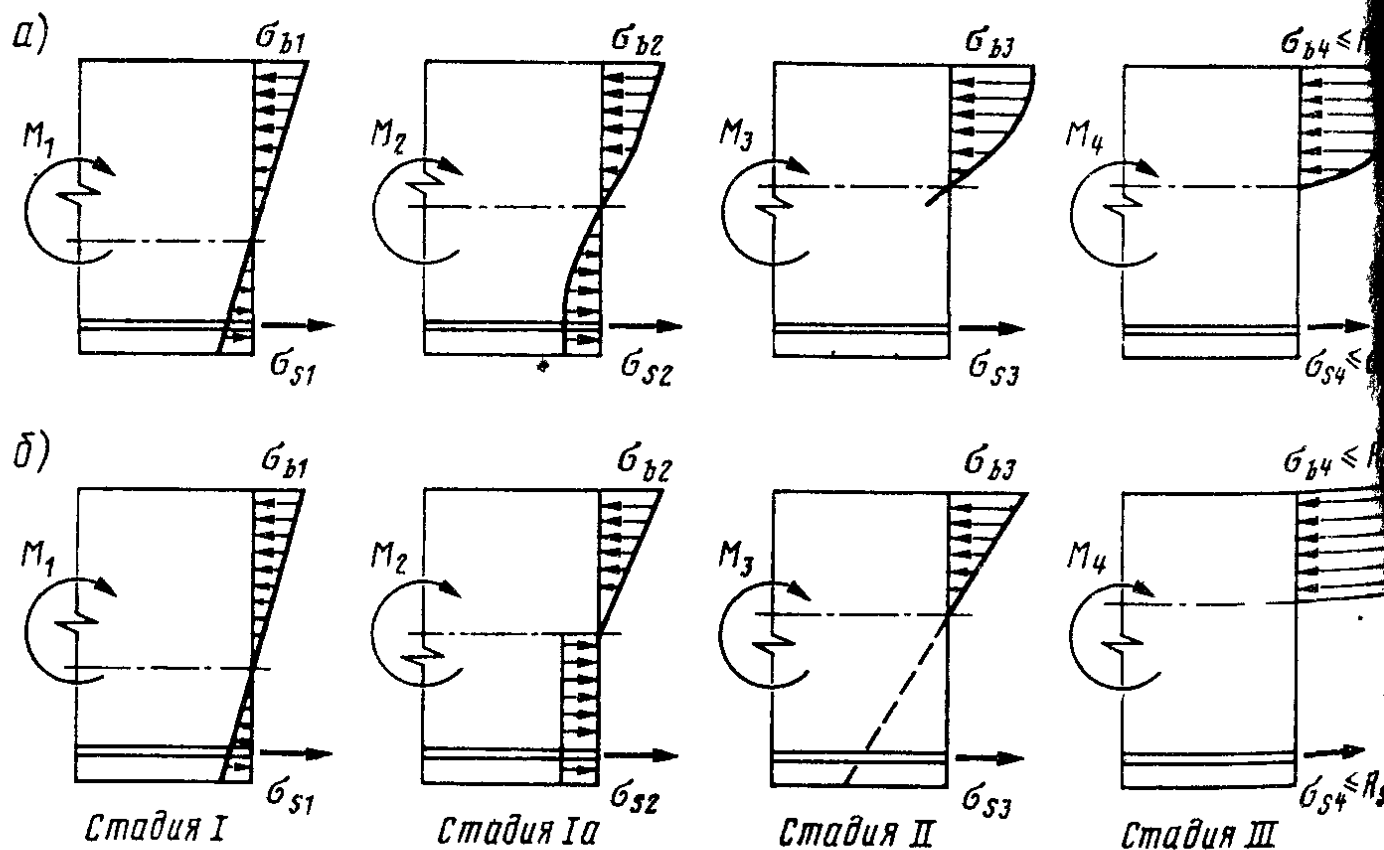


Рис 16 Эпюры нормальных напряжений в сечениях изгибаемых элементов
а — фактические, б — положенные в основу расчетных формул

высят величину ϵ_{bn} , напряжения в этих волокнах будут меньше R_{bn} и нейтральная ось несколько сместится к низу сечения.

В предварительно напряженных конструкциях напряженно-деформированное состояние возникает от усилий в предварительно напрягаемой арматуре, т. е. до приложения внешних нагрузок. Такую стадию иногда называют «нулевой». После приложения внешней нагрузки по мере ее увеличения изменение напряженного состояния сечения будет происходить по схеме рис. 1.6, а.

При внецентренном сжатии (растяжении) общий вид напряженного состояния сечений на различных стадиях работы элемента будет таким же. Положения нейтральной оси при таких загрузках будут зависеть от эксцентриситета приложения нагрузки.

Многие элементы мостовых железобетонных конструкций работают в плоском или объемном напряженном состоянии. В них также можно выделить стадии, соответствующие упругим деформациям бетона, его неупругим деформациям, работе бетона с трещинами, а также стадию разрушения.

В настоящее время проводятся широкие исследования, связанные с изучением работы железобетонных элементов в условиях многоосного напряженного состояния, в том числе при сложном (непропорциональном) нагружении. На основании этих исследований имеются практические рекомендации, которые могут быть использованы при уточненных расчетах мостовых конструкций (см. гл. 7). Такие расчеты являются весьма сложными, хотя и не строго учитывают все особенности железобетона как материала, основываясь на некоторых гипотезах и допущениях. Поэтому нормы проектирования мостовых конструкций допускают учитывать особенности работы элементов при плоском напряженном состоянии путем введения к расчетным сопротивлениям бетона коэффициентов условий работы.

Принимаемые гипотезы и допущения. Разрушение железобетонных элементов, появление и раскрытие в них трещин происходят, как правило, в результате совместного действия всех внутренних усилий — изгибающего и крутящего момента, поперечной и продольной силы. Так как расчеты на совместное действие этих усилий в стадии работы после образования трещин и в стадии разрушения представляют определенную сложность и в общем виде еще не разработаны, прочность и трещиностойкость сечений во многих случаях проверяют не на одновременное действие всех внутренних усилий, а на действие каждого из них отдельно или в некоторых сочетаниях. При этом нормы проектирования предусматривают самостоятельные расчеты прочности и трещиностойкости поперечных, т. е. нормальных к оси элемента, и наклонных сечений. В некоторых случаях необходимы расчеты продольных, т. е. параллельных оси элементов, сечений.

Ось элемента представляет собой линию, проходящую через центры тяжести поперечных сечений. Поперечными считают сечения, образованные плоскостями, проведенными перпендикулярно к оси элемента. Следовательно, понятия «ось» и «поперечное сечение» взаимосвя-

ны. Поперечные размеры элементов мостовых конструкций в большинстве случаев не остаются постоянными по длине, их изменяют в соответствии с изменением внутренних усилий. Поэтому строгое определение положения продольной оси и перпендикулярного ей сечения то бывает затруднительным. Но для практических расчетов в этом большой необходимости. Для балок, ригелей рам, по которым непосредственно происходит движение нагрузки, за поперечные (нормальные) можно принимать сечения, перпендикулярные к их верхней грани (к уровню проезжей части). Для арок, ног рам и других элементов, которые временная нагрузка непосредственно не действует, поперечные сечения имеют, как правило, две оси симметрии и изменяются значительно. Поэтому определение продольной оси в таких элементах не вызывает затруднений.

В основу практических способов расчета нормальных сечений методом предельных состояний положены схемы, соответствующие стадиям напряженного состояния. С целью упрощения расчетных формул эти схемы несколько видоизменяются (рис. 1.6, б).

На стадии I основаны расчеты по трещиностойкости и на выносливость элементов из предварительно напряженного железобетона. При этом зависимость между напряжениями и деформациями принимает линейной как для арматуры, так и для бетона, и считается справедливой гипотеза плоских сечений. Следовательно, для определения напряженного состояния сечений при выполнении указанных расчетов применимы формулы сопротивления упругих материалов.

Для напрягаемой арматуры ее полные деформации, а следовательно и напряжения складываются из деформаций (напряжений), получаемых в стадии натяжения, когда она не имеет сцепления с бетоном, и деформаций (напряжений), получаемых арматурой при совместной работе с бетоном. При этом учитывают потери предварительных напряжений (см. § 3.4). Арматура, имеющая сцепление с бетоном, претерпевает те же деформации, что и бетон на ее уровне. Поэтому напряжения в арматуре на этой стадии работы могут быть получены путем умножения значений напряжений в бетоне на уровне арматуры, в которой определяются напряжения, на коэффициент, равный отношению модуля упругости арматуры к модулю деформации бетона.

Стадия Ia применена в расчетах по образованию трещин железобетонных конструкций общего назначения.

В расчетах на выносливость нормальных сечений конструкций из обычного железобетона используют стадию I, если в сечении не возникает растягивающих напряжений, и стадию II, если растягивающие напряжения возникают. Стадию II используют и в расчетах по раскрытию трещин. Эти расчеты выполняют с учетом виброползучести бетона. Предполагается, что бегон растянутой зоны полностью исключился из работы сечения, эпюра напряжений в сжатом бетоне принимает форму треугольной. Считается справедливой гипотеза плоских сечений.

В основу расчетов прочности нормальных сечений элементов как из обычного, так и предварительно напряженного железобетона поло-

жена стадия III напряженного состояния с прямоугольной эпюрой напряжений в бетоне. При этом также предполагается, что бетон растянутой зоны полностью выключился из работы сечения и не оказывает влияния на его несущую способность.

Расчеты наклонных сечений основаны на тех же исходных предпосылках. Расчет по образованию трещин проводят в предположении упругой работы бетона и арматуры с использованием гипотез, принимаемых в сопротивлении упругих материалов. Расчет на прочность ведут на стадии разрушения. При этом предусматривается разрушение наклонного сечения двух видов: от действия поперечной силы и действия изгибающего момента. При поперечном изгибе в сечении возникает и поперечная сила, и момент. Разрушение сечения наступает в результате действия обоих внутренних усилий, и рассмотрение этих действий отдельно — допущение достаточно грубое. Тем не менее при выполнении условий прочности сечения отдельно от действия поперечной силы и от действия изгибающего момента с определенной обеспеченностью исключается разрушение элемента по наклонной трещине.

Большинство принимаемых допущений вызвано упрощением практических расчетов. В настоящее время при использовании современной вычислительной техники такие упрощения не всегда оправданны. Поэтому некоторые допущения при применении ЭВМ могут быть сняты, что приводит к более точным расчетам, обеспечивающим проектирование экономичных конструкций с необходимой надежностью. В последние годы все более широкое применение находят численные методы расчета железобетонных мостовых конструкций, некоторые из них изложены в гл. 4, 7.

Нормативные и расчетные характеристики материалов. За исходное нормативное значение прочности бетона принят его класс, т. е. кубиковая прочность бетона в мегапаскалях, определяемая в соответствии с § 1.1. Нормативная кубиковая прочность необходима для производственного контроля. В конструкции сопротивление бетона сжатию характеризуется призмочной прочностью, нормативное значение которой R_{bn} может быть выражено через нормативную кубиковую прочность (класс бетона B) следующей зависимостью:

$$R_{bn} = (0,77 - 0,001B) B \geq 0,72B.$$

Нормативное сопротивление бетона растяжению R_{btn} принято равным $(0,04 \dots 0,007) B$, причем первая цифра относится к бетону класса B60, вторая — к бетону класса B20.

В расчетах используют так называемые расчетные сопротивления материалов. Для расчетов по предельным состояниям первой группы расчетные сопротивления бетона осевому сжатию R_b и осевому растяжению R_{bt} определяют по формулам:

$$R_b = \gamma_n R_{bn} / \gamma_b; \quad R_{bt} = \gamma_n R_{btn} / \gamma_{bt},$$

где γ_n — коэффициент надежности по назначению, учитывающий ответственность сооружений (для мостовых конструкций принято $\gamma_n = 0,9$); γ_b, γ_{bt} — коэффициенты надежности по бетону при работе соответственно на сжатие и растяжение, учитывающие возможные отклонения фактической прочности бетона от нормативного значения ($\gamma_b = 1,3$; $\gamma_{bt} = 1,5$).

За расчетные сопротивления бетона при осевом сжатии и осевом растяжении при расчетах по второй группе предельных состояний принимают их нормативные значения, т. е.

$$R_{b, ser} = R_{bn}; R_{bt ser} = R_{btn}.$$

Значения расчетных сопротивлений бетона, полученные с использованием принятых при их определении зависимостей (с некоторым округлением), приведены в СНиП 2.05.03-84, где даны также значения расчетных сопротивлений для расчетов по второй группе предельных состояний на скалывание при изгибе $R_{b, sh}$ и на осевое сжатие для расчетов по предотвращению в конструкции продольных трещин $R_{b, mc1}$ и $R_{b, mc2}$.

Расчетные сопротивления бетона на непосредственный срез $R_{b, s}$ в расчетах по предельным состояниям первой группы для сечений, расположенных в монолитном бетоне, принимают равными $0,1R_b$. В местах сопряжения бетона с монолитом с бетоном сборных элементов при условии обеспечения надежности этого сцепления путем выполнения соответствующих требований норм проектирования мостовых конструкций принимают $R_{b, cut} = 0,5R_b$.

В расчетах по первой группе предельных состояний на выносливость расчетные сопротивления бетона R_{bf} определяют путем умножения расчетного сопротивления R_b на коэффициент условий работы m_{b1} , зависящий от характеристики цикла повторяющихся напряжений. При этом принимают во внимание увеличение прочности бетона со временем.

Особенности изготовления конструкций учитывают коэффициентами m_{b4} , вводимым к расчетному сопротивлению бетона R_b сжатых элементов с площадью поперечного сечения не более $0,3 \text{ м}^2$, бетонируемых в вертикальном положении, коэффициентом m_{b6} к расчетным сопротивлениям $R_b, R_{b, sh}, R_{b, cut}$ при поперечном обжатии бетона в предварительно напряженных конструкциях, а особенность работы составных по длине конструкций — коэффициентом m_{b10} , определяемым в СНиП 2.05.03-84.

Условия эксплуатации учитывают коэффициентами:

m_{b7} — к расчетному сопротивлению бетона R_b конструкций, эксплуатируемых в районах со средней температурой наружного воздуха наиболее холодной пятидневки ниже минус 40°C при отсутствии водонасыщения бетона;

m_{b8} — к расчетному сопротивлению бетона R_b , находящегося в водонасыщенном состоянии, при возможности его попеременного замораживания и оттаивания;

m_{b9} — к расчетным сопротивлениям R_b и R_{bt} конструкций, эксплуатируемых в климатическом подрайоне IVA согласно СНиП 2.01.01-82 и не защищенных от солнечной радиации (см. § 1.1).

При расчете элементов в стадии эксплуатации по трещиностойкости принимают следующие коэффициенты условий работы:

m_{b13} — к расчетному сопротивлению $R_{b,mc2}$ в расчетах на косой изгиб и косое внецентренное сжатие;

m_{b14} — к расчетному сопротивлению $R_{b,sh}$ в расчетах на кручение;

m_{b15} — к расчетному сопротивлению $R_{b,sh}$ в расчетах составных конструкций на скалывание по плоскости сопряжения бетона омоноличивания с бетоном конструкции.

За нормативное сопротивление арматуры приняты: для стержневой арматуры — предел текучести (физический или условный); для проволоочной арматуры — напряжение, равное 0,75 временного сопротивления разрыву (для арматурных канатов значение временного сопротивления определяют по разрывному усилию каната в целом). Указанные характеристики определяют согласно действующим техническим условиям на арматурные стали. Доверительная вероятность (обеспеченность) нормативного сопротивления должна быть не ниже 0,95.

В расчетах на прочность расчетное сопротивление арматуры растяжению определено по формулам:

$$\text{ненапрягаемой } R_s = \gamma_n R_{sn} / \gamma_s;$$

$$\text{напрягаемой } R_p = \gamma_n R_{pn} / \gamma_p.$$

В этих формулах: γ_n — коэффициент надежности по назначению, учитывающий ответственность сооружений; R_{sn} , R_{pn} — нормативное сопротивление ненапрягаемой и напрягаемой арматуры; γ_s , γ_p — коэффициенты надежности для ненапрягаемой и напрягаемой арматуры.

Коэффициенты надежности для арматуры учитывают возможные изменения ее механических характеристик в процессе изготовления конструкции, изменчивость площади поперечных сечений арматуры, а для преднапряженной арматуры, кроме того, — повышенную опасность коррозионного повреждения и другие факторы, которые в прямой форме не могут быть учтены. Конкретные значения этих коэффициентов приведены в СНиП 2.03.01-84 «Бетонные и железобетонные конструкции». Коэффициенты надежности по назначению γ_n для железнодорожных и автодорожных (городских) мостов с учетом различной степени ответственности этих сооружений приняты разными.

Значения нормативных и расчетных сопротивлений арматуры растяжению приведены в СНиП 2.05.03-84.

Расчетное сопротивление сжатию ненапрягаемой арматуры принимают равным расчетному сопротивлению растяжению R_s . Напрягаемая арматура, расположенная в сжатой зоне сечения и имеющая сцепление с бетоном, к моменту разрушения бетона этой зоны своей несущей способности еще не исчерпает. Поэтому, учитывая предельную сжимаемость бетона, максимальные сжимающие напряжения R_{pc}

в этой арматуре следует принимать не более 500 МПа. Для арматуры, не имеющей сцепления с бетоном, $R_{pc} = 0$.

К значениям расчетных сопротивлений в необходимых случаях вводят коэффициенты, учитывающие конкретные особенности работы арматуры.

В расчетах прочности на действие поперечной силы к расчетным сопротивлениям растянутой поперечной арматуры (хомутов и отогнутых стержней) вводят коэффициент условий работы $m_{a4} < 1$. Этот коэффициент учитывает то обстоятельство, что при разрушении элемента по наклонному или пространственному сечению от действия поперечной силы арматура не всех хомутов и отогнутых стержней достигает предела прочности.

Стержневую арматуру при изготовлении арматурных каркасов часто приходится стыковать. Стыки, как правило, делают сварными. Они вызывают концентрацию напряжений, что может снизить несущую способность стержня. Это учитывают коэффициентом условий работы $m_{a5} \leq 1,0$, вводимым к расчетному сопротивлению растяжению. Значение коэффициента m_{a5} зависит от вида стыкового соединения.

К моменту разрушения элемента по нормальному сечению в некоторых случаях также не вся арматура, расположенная в растянутой зоне, исчерпает несущую способность. Это относится к тем стержням (пучкам, канатам), которые расположены относительно далеко от растянутой грани сечения. Поэтому в расчетах на прочность к расчетным сопротивлениям арматурных элементов, расположенных на расстоянии от растянутой грани сечения, превышающем 0,2 высоты его растянутой зоны, вводят коэффициенты условий работы $m_{a6} \leq 1,0$.

В расчетах по прочности напрягаемой арматуры на стадии создания в конструкции предварительного напряжения и стадии монтажа расчетные сопротивления такой арматуры допускается увеличивать путем введения к ним коэффициентов условий работы, значение которых больше единицы.

Для расчетов на выносливость расчетные сопротивления ненапрягаемой арматуры R_{sf} и напрягаемой R_{pf} определяют, умножая их расчетные сопротивления на прочность соответственно на коэффициенты m_{as1} и m_{ap1} , значения которых зависят от асимметрии циклов изменения напряжений арматуры, а при наличии сварных соединений — также от их типов.

Конкретные значения коэффициентов условий работы для бетона и арматуры приведены в нормах проектирования мостовых конструкций.

РАСЧЕТ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ ПЕРВОЙ ГРУППЫ

2.1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

Расчеты железобетонных элементов по предельным состояниям первой группы должны гарантировать конструкцию с определенной обеспеченностью:

от разрушения по нормальным, наклонным или пространственным сечениям при действии максимальных нагрузок, в необходимых случаях с учетом влияний внешней среды (расчет на прочность);

в результате потери устойчивости формы (расчет на устойчивость);

от усталостного разрушения при многократном приложении регулярно обращающихся нагрузок (расчет на выносливость).

Эти расчеты должны также исключить такие виды разрушений, как продавливание относительно тонких элементов конструкции, смятие бетона под анкерами, опорными частями или другими деталями, через которые передаются на бетон значительные сосредоточенные усилия (расчет на местное действие нагрузок).

Строительные конструкции, в том числе мостовые, обычно рассчитывают в такой последовательности. С учетом практики проектирования и строительства сооружений задаются размерами их элементов, в соответствии с выбранной расчетной схемой определяют внутренние усилия в сечениях от внешних нагрузок и сопоставляют расчетные усилия с предельными усилиями, которые могут выдержать рассматриваемые сечения. В общем виде условие прочности (устойчивости, выносливости) может быть выражено неравенством

$$F \leq F_{\text{lim}}(S, R, m), \quad (2.1)$$

где F — расчетное внутреннее усилие, вызванное внешней нагрузкой (изгибающий момент M , крутящий момент T , продольная сила N , поперечная сила Q); F_{lim} — предельное внутреннее усилие; S — геометрические характеристики сечения; R — прочностные характеристики материалов; m — коэффициенты, учитывающие особенности работы рассчитываемой конструкции.

Безопасная работа конструкции должна быть обеспечена для всех стадий ее работы: изготовления, хранения, транспортирования, монтажа, эксплуатации. Расчеты на выносливость проводят только для стадии эксплуатации.

Расчеты по прочности выполняют на действие максимально возможных нагрузок. Расчетные нагрузки при этом определяют с учетом коэффициентов надежности по нагрузке, а к нагрузке от подвижного состава вводят динамические коэффициенты $1 + \mu$. На выносливость рассчитывают только элементы железнодорожных и совмещенных мостов. Этот расчет выполняют на действие регулярно обращаю-

щихся нагрузок, к которым вводят коэффициент $\varepsilon \leq 1$, исключаяющий из нагрузки тяжелые, редко обращающиеся единицы подвижного состава (транспортёры), и уменьшенное значение динамического коэффициента, равное $1 + \frac{2}{3} \mu$. Коэффициенты надежности ко всем нагрузкам в расчетах на выносливость принимают равными единице.

К нагрузкам вводят и другие коэффициенты, установленные нормами проектирования мостовых конструкций

2.2. РАСЧЕТ ПО ПРОЧНОСТИ НОРМАЛЬНЫХ СЕЧЕНИЙ

Исходные предпосылки. В основу расчета прочности нормальных сечений положена третья стадия напряженного состояния (см. рис. 1.6). При этом для «нормально» армированных элементов, к моменту разрушения которых напряжения в растянутой арматуре достигают предела текучести, приняты следующие основные исходные предпосылки:

бетон растянутой зоны полностью выключился из работы сечения;

напряжения в бетоне сжатой зоны равномерно распределены по всей площади этой зоны и равны расчетному сопротивлению R_b ;

растягивающие напряжения в арматуре, расположенной в растянутой зоне, равны расчетным сопротивлениям R_s ненапрягаемой арматуры и R_p напрягаемой;

напряжения в ненапрягаемой арматуре, расположенной в сжатой зоне сечения, равны расчетному сопротивлению R_s , а в напрягаемой арматуре их значения принимают равными σ_{pc} .

Напряжения σ_{pc} — это часть предварительных напряжений в арматуре, оставшихся непогашенными к моменту разрушения сечения. Их подсчитывают по формуле

$$\sigma_{pc} = R_{pc} - \sigma_{pc1}, \quad (2.1a)$$

где R_{pc} — используемые в расчетах по прочности наибольшие сжимающие напряжения предварительно напрягаемой арматуры, расположенной в сжатой зоне (см. §. 1.1); σ_{pc1} — предварительное напряжение в напрягаемой арматуре (с учетом всех потерь, соответствующих рассматриваемой стадии работы конструкции), определенное с учетом коэффициента надежности $\gamma_f = 1,1$.

Значения R_{pc} принимают равными R_p , но не более 500 МПа. В случаях когда $\sigma_{pc1} \leq R_{pc}$, принимают $\sigma_{pc} = 0$. Таким образом, напряжения σ_{pc} являются растягивающими или равными нулю. Поэтому напрягаемая арматура, расположенная в сжатой зоне сечения, может снижать его несущую способность.

Разрушение «переармированных» сечений начинается по сжатому бетону, напряжения в арматуре при этом не достигают предела текучести (физического или условного). Такое армирование из условия прочности экономически невыгодно, так как при этом не полностью используются прочностные характеристики арматуры. Однако оно может потребоваться из конструктивных соображений или из расчета по

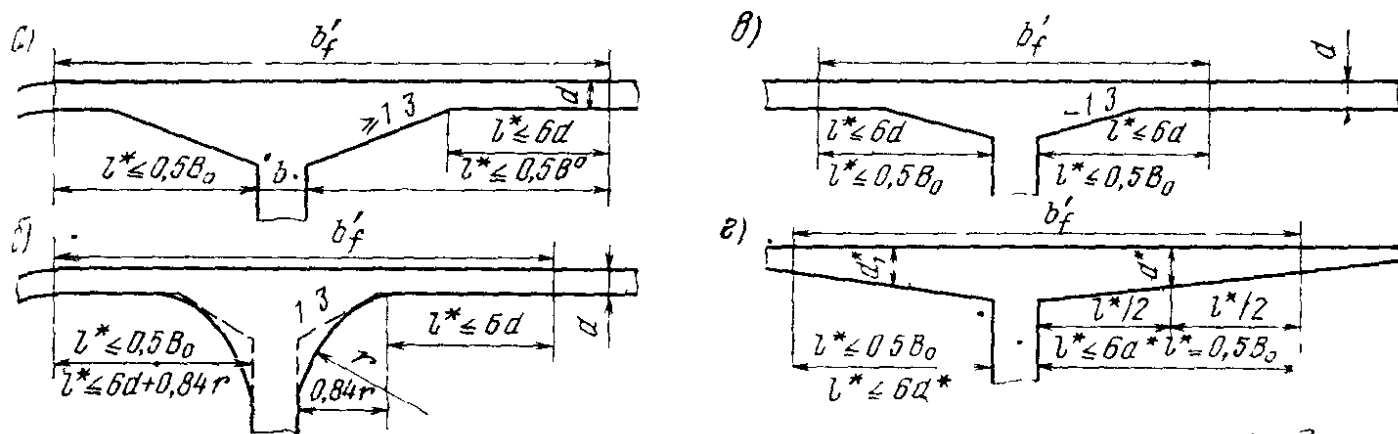


Рис 2.1 Схемы для определения расчетной ширины плиты

трещиностойкости. Расчет «переармированных» сечений обычно производят так же, как и «нормально» армированных, вводя дополнительные ограничения или коэффициенты, учитывающие особенности напряженного состояния таких сечений в стадии разрушения.

В мостовых конструкциях находят применение элементы гаврового, двугаврового, коробчатого сечения с широкой верхней плитой, имеющей относительно большие свесы. Плита, как правило, имеет переменную толщину, увеличивающуюся к ребрам как плавно, так и путем устройства вутов, имеющих прямолинейное или криволинейное очертание.

Распределение нормальных напряжений по ширине плиты неравномерно: наибольшие напряжения возникают в местах присоединения плиты к ребрам, которые снижаются по мере удаления участков плиты от ребра. Благодаря пластическим свойствам бетона эта неравномерность к моменту разрушения сечения несколько смягчается. Тем не менее разрушение может начаться с наиболее напряженных участков плиты. Поэтому в практических расчетах ширину сжатой плиты, вводимую в расчет, ограничивают.

Расчетную ширину плиты принимают не более той, которая соответствует следующим предельным длинам свесов в каждую сторону от ребра. При постоянной толщине плиты d значение свеса должно быть не более $6d$. Начало свеса принимают у конца вутов, если они имеют уклон 1:3 и более, или у ребра при уклоне вутов менее 1:3 (рис. 2.1, а, б). При криволинейных вутах за начало свеса следует принимать место пересечения касательной, проведенной с уклоном 1:3 к поверхности вута, с нижней поверхностью плиты. Если вут ограничен поверхностью кругового цилиндра, это равноценно принятию начала вута на расстоянии $0,84r$ от ребра (рис. 2.1, в).

Если толщина плиты изменяется плавно, учитываемую в расчетах длину свеса плиты принимают равной шестикратной средней высоте плиты на этой длине. Так, для свеса, толщина которого в месте примыкания к ребру d , а низ ограничен плоскостью с уклоном α , вводимая в расчет длина (рис. 2.1, г),

$$l^* = 6d / (1 + 3 \operatorname{tg} \alpha).$$

При криволинейной или ломаной нижней поверхности свеса вводимую в расчет его длину нетрудно определить методом попыток.

Во всех случаях длина вводимых в расчет свесов плиты (в каждую сторону от ребра) должна быть не более половины расстояния в свету между соседними ребрами B_0 .

С учетом изложенного определяют расчетную ширину плиты b'_f . В расчет вводят приведенную толщину плиты:

$$h'_f = A'_f / (b'_f - b),$$

где A'_f — площадь сечения плиты с учетом вутов в пределах ее расчетной ширины.

Балки и плиты пролетных строений железнодорожных мостов, как правило, имеют бортики, удерживающие балластную призму. В состав расчетного сечения площадь этих бортиков не включают. В качестве примера на рис. 2.2 показано фактическое сечение балки предварительного напряженного пролетного строения под железную дорогу и условное сечение, принимаемое в расчетах по прочности.

Рассматриваемые ниже способы расчета нормальных сечений, по существу, справедливы для элементов, имеющих плоскость симметрии, когда равнодействующая внешних усилий лежит в этой плоскости. В мостовых конструкциях это наблюдается не всегда. Однако при указанных ограничениях ширины плиты в балках двутаврового (таврового, коробчатого) сечения их безособой погрешности можно рассчитывать как симметричные. В других случаях несимметричные сечения рассчитывают по так называемому общему случаю. Это относится и к элементам с симметричными сечениями, когда равнодействующая внешних усилий не находится в плоскости симметрии.

Расчет изгибаемых элементов. Вначале рассмотрим элемент таврового сечения при «нормальном» армировании. Прямоугольное, ко-

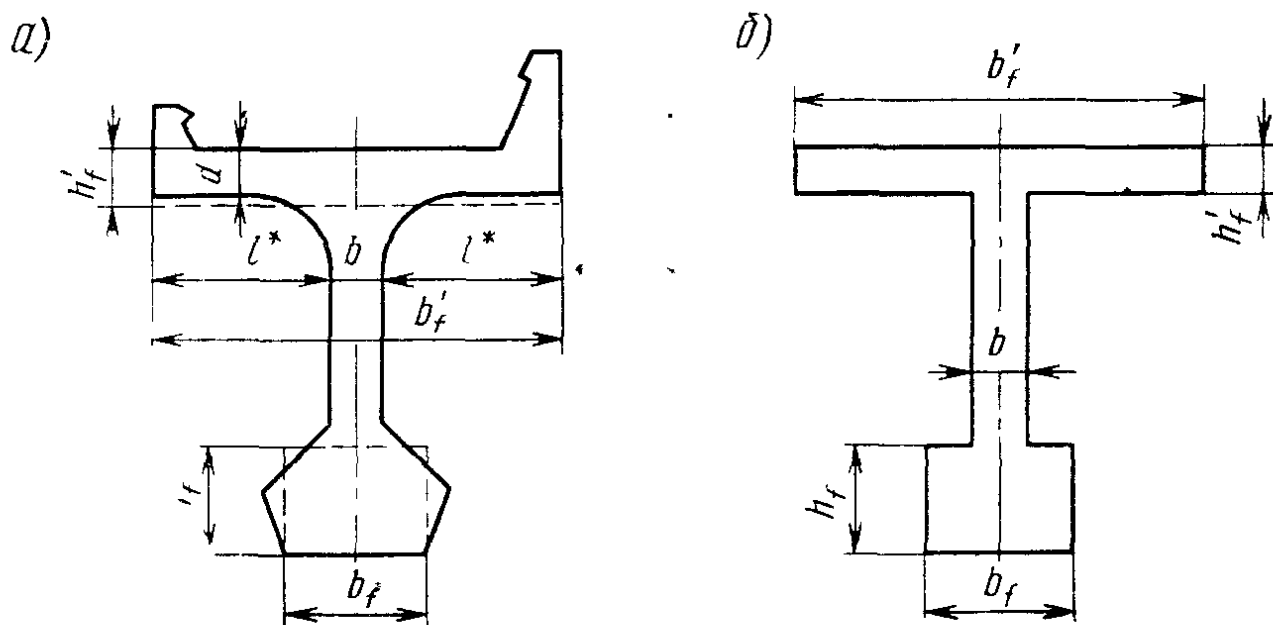


Рис. 2.2. Фактическое поперечное сечение пролетного строения под железную дорогу (а) и заменяющее его поперечное сечение упрощенной формы, принимаемое в расчетах (б)

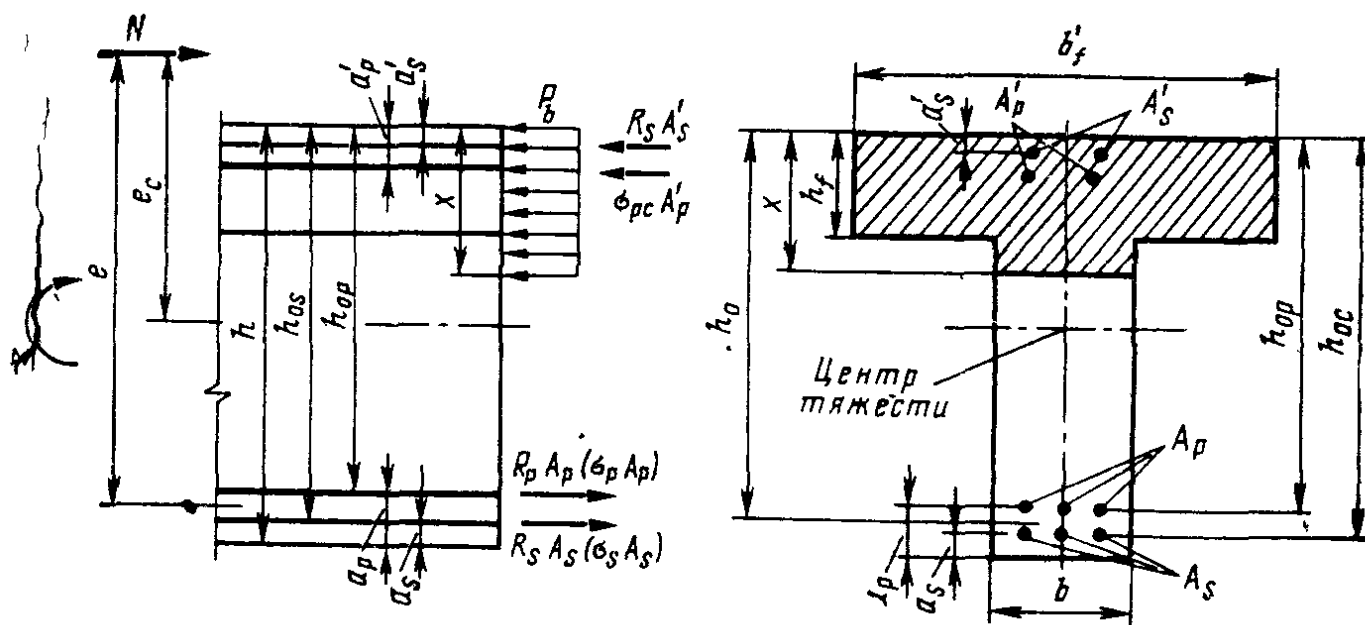


Рис 2.3. Схема для расчета прочности нормального сечения изгибаемого и внецентренно сжатого элемента при $\xi \leq \xi_v$

робчатое, двутавровое сечение можно считать частными случаями таврового. Расчетная схема элемента приведена на рис. 2.3.

Прочность нормального сечения будет обеспечена, если действующий в нем изгибающий момент не больше того момента, который сечение может выдержать, т. е

$$M \leq R_b b x (h_0 - 0,5 x) + R_b (b'_f - b) h'_f (h_0 - 0,5 h'_f) + R_s A'_s (h_0 - a'_s) + \sigma_{pc} A'_p (h_0 - a'_p). \quad (2.2)$$

Правая часть условия (2.2) представляет собой сумму моментов усилий в бетоне и арматуре относительно линии, проходящей через точку приложения равнодействующей усилий в арматуре, расположенной в растянутой зоне сечения.

С целью некоторого упрощения расчета, не вносящего заметной погрешности в результат, нормы проектирования мостовых конструкций разрешают момент усилий в бетоне и верхней напрягаемой арматуре принимать относительно линии, проходящей через центр тяжести нижней напрягаемой арматуры, а момент усилий в верхней ненапрягаемой арматуре — относительно линии, проходящей через центр тяжести нижней ненапрягаемой арматуры. Условие прочности при этом запишется в таком виде:

$$M \leq R_b b x (h_{0p} - 0,5 x) + R_b (b'_f - b) h'_f (h_{0p} - 0,5 h'_f) + R_s A'_s (h_{0s} - a'_s) + \sigma_{pc} A'_p (h_{0p} - a'_p), \quad (2.3)$$

где h_{0p} , h_{0s} — соответственно расстояния от верха сечения до равнодействующих усилий в напрягаемой и ненапрягаемой арматуре

Высоту сжатой зоны определяют из условия равенства нулю суммы проекций всех усилий на горизонтальную ось:

$$R_p A_p + R_s A_s - R_s A'_s - \sigma_{pc} A'_p - R_b b x - R_b (b'_f - b) h'_f = 0, \quad (2.4)$$

откуда

$$x = [R_p A_p + R_s A_s - R_s A'_s - \sigma_{pc} A'_p - R_b (b'_f - b) h'_f] / (R_b b). \quad (2.5)$$

Прямоугольное сечение можно рассматривать как частный случай таврового при $b'_f = b$. Для такого сечения формулы (2.2), (2.3), (2.5) принимают вид:

$$M \leq R_b b x (h_0 - 0,5 x) + R_s A'_s (h_0 - a'_s) + \sigma_{pc} A'_p (h_0 - a'_p); \quad (2.6)$$

$$M \leq R_b b x (h_{0p} - 0,5 x) + R_s A'_s (h_{0s} - a'_s) + \sigma_{pc} A'_p (h_{0p} - a'_p); \quad (2.7)$$

$$x = (R_p A_p + R_s A_s - R_s A'_s - \sigma_{pc} A'_p) / (R_b b). \quad (2.8)$$

Если высота сжатой зоны x , определенная по формуле (2.5), окажется меньше приведенной толщины плиты h'_f , то в этом случае следует принять $b = b'_f$, т. е. сечение рассчитывать как прямоугольное шириной b'_f .

В конструкциях из обычного железобетона следует принимать $A_p = A'_p = 0$.

В сечениях элементов, не рассчитываемых на выносливость, возможно применять ненапрягаемую арматуру из сталей разных классов, если от внешних усилий в ней возникают напряжения одного знака. Напряжения при этом следует принимать не более расчетного сопротивления наименее прочной арматуры.

Приведенные выше формулы справедливы для «нормально» армированных сечений, у которых относительная высота сжатой зоны $\xi = x/h_0$ не превышает так называемую граничную относительную высоту ξ_y , при которой еще происходит одновременное истощение несущей способности бетоном сжатой зоны и растянутой арматурой. Величину ξ_y подсчитывают по формуле, полученной на основе большого числа экспериментальных данных:

$$\xi_y = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_1}{\sigma_2} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)}, \quad (2.9)$$

где ω — характеристика деформативных свойств бетона сжатой зоны; σ_1 — напряжение в арматуре растянутой зоны, принимаемое для ненапрягаемой арматуры равным R_s , а для напрягаемой арматуры $\sigma_1 = R_p + 500 - \sigma_p$ (σ_p — напряжение в арматуре с учетом потерь, соответствующих рассматриваемой стадии работы конструкции); σ_2 — предельное напряжение в арматуре сжатой зоны, принимаемое в расчетах на прочность в стадии эксплуатации равным 500 МПа.

При наличии в сечении напрягаемой и ненапрягаемой арматуры величину σ_1 в формуле (2.9) принимают, как для напрягаемой арматуры.

Характеристику деформативных свойств бетона сжатой зоны определяют по формуле

$$\omega = 0,85 - 0,008 R_b + \delta \leq 0,9, \quad (2.10)$$

где δ — параметр, учитывающий влияние косвенного армирования и принимаемый равным 10μ , но не более $0,15$ (μ — коэффициент косвенного армирования), при отсутствии косвенного армирования $\delta = 0$.

Разрушение «переармированных» сечений, у которых $\xi > \xi_y$, начинается со сжатой зоны, т. е. к моменту разрушения сечения напряжения в растянутой арматуре не достигают значений расчетных сопротивлений. Поэтому приведенные выше формулы к расчету таких сечений не применимы.

Прочность сечений при $\xi > \xi_y$ может считаться обеспеченной при выполнении условия [50]

$$M \leq 0,5 (\alpha_m + \alpha_y) R_b b h_0^2 + R_b (b_f' - b) h_f' (h_0 - 0,5 h_f') + R_s A_s' (h_0 - a_s') + \sigma_{ps} A_p' (h_0 - a_p'), \quad (2.11)$$

где $\alpha_m = \xi (1 - 0,5 \xi); \quad \alpha_y = \xi_y (1 - 0,5 \xi_y).$

В конструкциях из обычного железобетона проверку прочности «переармированных» сечений можно производить по формулам (2.2), (2.3), (2.6), (2.7), подставляя в них $x = \xi_y h_0$ (это упрощение идет в запас прочности). Так же можно вести расчет и предварительно напряженных элементов, у которых в растянутой зоне относительно много ненапрягаемой арматуры, т. е. когда выполняется условие $R_s A_s > 0,2 R_p A_p$. В этом случае значение относительной высоты сжатой зоны бетона ξ_y следует подсчитывать по формуле (2.9) при $\sigma_1 = R_s$.

При очень малой относительной высоте сжатой зоны сечения несущая способность обычной арматуры, расположенной в этой зоне, не всегда будет использоваться полностью. Поэтому площадь арматуры A_s' учитывают лишь в том случае, когда $x \geq 2a_s'$ (x — высота сжатой зоны, определенная с учетом сжатой арматуры A_s'). При $x < 2a_s'$ следует определить высоту сжатой зоны x_1 без учета площади арматуры A_s' . Если $x_1 < 2a_s'$, то сжатую арматуру A_s' в расчетах не учитывают, а при $x_1 \geq 2a_s'$ и $x < 2a_s'$ прочность сечения при действии изгибающего момента считается обеспеченной при выполнении условия

$$M \leq (R_p A_p + R_s A_s) (h_{0s} - a_s'). \quad (2.12)$$

Приведенные выше формулы справедливы и для элементов двутаврового, коробчатого сечений, когда граница сжатой зоны находится в пределах ребра или верхней сжатой плиты.

Прочность изгибаемых элементов кольцевого и круглого сечения, а также прямоугольного сечения с распределенной по контуру ненапрягаемой арматурой можно проверять по формулам для внецентренно сжатых элементов (2.35), (2.37), (2.44), (2.48), (2.49), подставляя в них

вместо $N e_c$ значение изгибающего момента M , а при определении относительной высоты сжатой зоны принимая $N = 0$.

В конструкциях автодорожных мостов находят применение элементы, в которых напрягаемая арматура не имеет сцепления с бетоном. Расчет прочности таких элементов производят с использованием формул (2.2) ... (2.8), подставляя в них вместо расчетного сопротивления R_p установившееся предварительное напряжение в напрягаемой арматуре, т. е. с учетом потерь по § 3.4.

Расчет внецентренно сжатых элементов. Внецентренно сжатые элементы рассчитывают только по прочности, если продольная сила N выходит за пределы ядра приведенного сечения, т. е. когда расчетный эксцентриситет e_c больше ядрового расстояния r , определяемого по формуле

$$r = I_{red} / (A_{red} y), \quad (2.13)$$

где I_{red} , A_{red} — момент инерции и площадь приведенного сечения, определяемые по § 3.4; y — расстояние от центра тяжести приведенного сечения до растянутой или менее сжатой грани сечения.

При $e_c \leq r$ сечение рассчитывают по прочности и устойчивости формы.

При расчете элементов статически определимых конструкций расчетный эксцентриситет относительно центра тяжести приведенного сечения e_c находят как сумму эксцентриситетов: определенного из статического расчета конструкции e_0 и случайного e_{ch} , связанного с факторами, точный учет которых невозможен или затруднителен. Для элементов статически неопределимых конструкций величину e_c принимают из статического расчета, но не менее e_{ch} . Случайный эксцентриситет e_{ch} принимают равным $\frac{1}{400}$ расчетной длины элемента, определяемой в соответствии со СНиП 2.05.03-84.

Если по результатам статического расчета в сечении получены изгибающий момент M и продольная сила N , приложенная в центре тяжести приведенного сечения, то такое сечение считается внецентренно сжатым с эксцентриситетом $e_0 = M/N$ относительно оси, проходящей через центр тяжести приведенного сечения.

Условия устойчивости имеют вид:

при сцеплении арматуры с бетоном

$$N \leq \varphi (R_b A_b + R_s A'_s + R_{pc} A'_p); \quad (2.14)$$

при отсутствии сцепления напрягаемой арматуры с бетоном

$$N \left[1 - \frac{n_{1p} A_p}{A_b (1 + n_{1s} \mu_{sc})} \right] \leq \varphi (R_b A_b + R_s A'_s) - \sigma_{pc1} A'_p. \quad (2.15)$$

В формулах (2.14), (2.15): N — продольное сжимающее усилие постоянных и временных нагрузок (без учета усилий в напрягаемой арматуре); A'_s , A'_p — площадь сечения соответственно всей ненапрягаемой и напрягаемой арматуры; σ_{pc1} — установившееся предварительное напряжение в напрягаемой арматуре (с учетом потерь, соответствующих рассматриваемой

дии работы конструкции); A_b — полная площадь сечения, но при общем проценте армирования ненапрягаемой и напрягаемой арматурой более трех A_b заменяют на $A_b - A'_s - A'_p$; $\mu_{sc} = A'_s/A_b$.

Прочность сечения элемента, у которого арматура имеет сцепление с бетоном, при $e'_c \leq r$ будет обеспечена, если выполнено условие

$$N \leq R_b A_b + R_s A'_s - \sigma_{pc1} A'_p. \quad (2.16)$$

При отсутствии сцепления напрягаемой арматуры с бетоном прочность такого элемента проверяют по формуле (2.15), принимая $\varphi = 1$.

Коэффициент продольного изгиба

$$\varphi = \varphi_m / \left(\frac{N_l}{N} \frac{\varphi_m}{\varphi_l} + \frac{N_m}{N} \right), \quad (2.17)$$

где φ_m — коэффициент продольного изгиба, учитывающий воздействие временных нагрузок; φ_l — то же постоянных нагрузок; N_l — расчетное продольное усилие от постоянных нагрузок с учетом усилий в напрягаемой арматуре, не имеющей сцепления с бетоном; N_m — то же от временных нагрузок; N — суммарное расчетное продольное усилие.

Значения коэффициентов φ_m и φ_l с учетом случайных эксцентриситетов приведены в СНиП 2.05.03-84 в зависимости от отношений свободной длины элемента l_0 при прямоугольном сечении к стороне b , которая в проверяемом случае является шириной, при круглом сечении — к диаметру d , при других формах поперечного сечения — к наименьшему радиусу инерции i .

Прочность внецентренно сжатых элементов двутаврового, коробчатого и таврового сечений с плитой в сжатой зоне при $e_c > r$ будет обеспечена, если выполняется условие (см. рис. 2.3)

$$Ne_1 \leq R_b b x (h_0 - 0,5 x) + R_b (b'_f - b) h'_f (h_0 - 0,5 h'_f) + R_s A'_s (h_0 - a'_s) + \sigma_{pc} A'_p (h_0 - a'_p). \quad (2.18)$$

Правая часть условия (2.18) представляет собой сумму моментов усилий в бетоне и арматуре относительно линии, проходящей через точку приложения равнодействующей усилий в арматуре, расположенной в растянутой зоне сечения (h_0 — расстояние от верхней грани сечения до равнодействующей усилий в нижней растянутой арматуре). Левая часть этого условия выражает собой момент внешних сил относительно той же линии с учетом случайного эксцентриситета e_{ch} и прогиба элемента.

Гибкие железобетонные элементы, по существу, следует рассчитывать по деформированной схеме. Нормы проектирования допускают упрощенный учет влияния прогиба на прочность сечения путем умножения эксцентриситета e_c на коэффициент η , подсчитываемый по формуле

$$\eta = 1 / (1 - N / N_{cr}). \quad (2.19)$$

При этом с учетом гибкости элемента

$$e_1 = e + e_c (\eta - 1),$$

где e — расстояние от линии действия силы N до равнодействующей усилий в растянутой арматуре.

В формуле (2.19) N_{cr} — условная критическая сила по Эйлеру. Она может быть выражена как сумма критических сил бетонного элемента и арматурного каркаса:

$$N_{cr} = \frac{\alpha_b \pi^2 E_b I_b}{l_0^2} + \frac{\alpha_a \pi^2 E_b (n_{1s} I_s + n_{1p} I_p)}{l_0^2},$$

где α_b, α_a — поправочные коэффициенты, учитывающие свойства железобетона.

С учетом опытных значений этих коэффициентов формула для определения критической силы для железобетонных элементов приведена к виду

$$N_{cr} = \frac{6,4 E_b}{l_0^2} \left[\frac{I_b}{\varphi_l} \left(\frac{0,11}{0,1 + \delta/\varphi_p} + 0,1 \right) + n_{1s} I_s + n_{1p} I_p \right], \quad (2.20)$$

где I_b — момент инерции бетонного сечения (без учета трещин) относительно оси, проходящей через его центр тяжести; I_s, I_p — моменты инерции сечений соответственно ненапрягаемой и напрягаемой арматуры относительно оси, проходящей через центр тяжести бетонного сечения; l_0 — расчетная длина элемента, определяемая по СНиП 2.05.03-84; φ_l — коэффициент, учитывающий влияние длительно действующей нагрузки на прогиб элемента в предельном состоянии; φ_p — коэффициент, учитывающий влияние предварительного напряжения арматуры на жесткость элемента; δ — отношение расчетного эксцентриситета e_c к высоте сечения h , но не менее величины δ_{min} , подсчитанной по формуле

$$\delta_{min} = 0,5 - 0,01 (l_0/h + R_b).$$

Значение коэффициента φ_l подсчитывают по формуле

$$\varphi_l = 1 + M_l/M,$$

где M_l — момент, равный произведению равнодействующей силы N от постоянных нагрузок на расстояние от ее линии действия до наиболее растянутого или, при целиком сжатом сечении, до наименее сжатого стержня; M — то же от всех (постоянных и временных) нагрузок.

Для случая когда M_l и M имеют разные знаки, принимают $\varphi_l = 1,0$ при $e_c/h \geq 0,1$ и $\varphi_l = 1,05$ при $e_c/h < 0,1$.

Коэффициент φ_p находят по формуле

$$\varphi_p = 1 + 12 \sigma_{bp} e_c / (R_b h),$$

где σ_{bp} — предварительное напряжение в бетоне на уровне центра тяжести напрягаемой арматуры с учетом потерь, соответствующих рассматриваемой стадии работы конструкции; R_b — расчетное сопротивление бетона без учета коэффициентов условий работы; отношение e_c/h не должно превышать 1,5.

У элементов круглого или кольцевого сечения за высоту сечения принимают его диаметр.

Для мостовых железобетонных конструкций должно выполняться условие $N \leq 0,7 N_{cr}$. При несоблюдении этого условия необходимо увеличить размеры сечения.

Влияние прогиба на прочность сечения зависит от его положения по длине элемента. Для элементов, имеющих несмещаемые опоры, а также если опоры одинаково перемещаются при вынужденных деформациях (например, при температурных перемещениях), значение коэффициента η , подсчитанное по формуле (2.19), принимают только для сечений в средней трети длины элемента. Для опорных сечений $\eta = 1$, для остальных сечений значения η принимают по интерполяции.

Как и при расчете изгибаемых элементов, с целью некоторого упрощения нормы проектирования мостовых конструкций разрешают момент усилий в сжатой зоне бетона и верхней напрягаемой арматуре принимать относительно линии, проходящей через центр тяжести нижней напрягаемой арматуры, а момент усилий в верхней ненапрягаемой арматуре — относительно линии, проходящей через центр тяжести нижней ненапрягаемой арматуры. Условие прочности при этом записывают в таком виде:

$$N e_1 \leq R_b b x (h_{0p} - 0,5 x) + R_b (b'_f - b) h'_f (h_{0p} - 0,5 h'_f) + R_s A'_s (h_{0s} - a'_s) + \sigma_{pc} A'_p (h_{0p} - a'_p). \quad (2.21)$$

Высоту сжатой зоны x , входящую в формулы (2.18), (2.21), определяют из условия равенства нулю проекций всех внешних и внутренних сил на горизонтальную ось:

$$x = [N + R_p A_p + R_s A_s - R_s A'_s - \sigma_{pc} A'_p - R_b (b'_f - b) h'_f] / (R_b b). \quad (2.22)$$

Для прямоугольных сечений $b'_f = b$ и формулы (2.18), (2.22) упрощаются:

$$N e_1 \leq R_b b x (h_0 - 0,5 x) + R_s A'_s (h_0 - a'_s) + \sigma_{pc} A'_p (h_0 - a'_p); \quad (2.23)$$

$$x = (N + R_p A_p + R_s A_s - R_s A'_s - \sigma_{pc} A'_p) / (R_b b). \quad (2.24)$$

Если по формуле (2.22) будет получено $x < h'_f$, это означает, что нейтральная ось проходит в пределах плиты. В этом случае следует принять в формулах (2.18), (2.21), (2.22) $b = b'_f$, т. е. рассчитывать сечение как прямоугольное шириной b'_f .

При малой высоте сжатой зоны учет ненапрягаемой арматурой, расположенной в этой зоне, производят исходя из тех же соображений, что и в расчетах изгибаемых элементов. При $x_1 \geq 2a'_s$ и $x < 2a'_s$ прочность сечения считается обеспеченной при выполнении условия

$$N (e - h_0 + a_s) \leq (R_p A_p + R_s A_s) (h_0 - a'_s). \quad (2.25)$$

В стадии создания предварительных напряжений элемент работает как внецентренно сжатый усилиями в напрягаемой арматуре. Прочность сечений такого элемента будет обеспечена, если выполняется условие трещиностойкости по образованию продольных трещин, т. е. когда сжимающие напряжения в бетоне не превышают значения расчетного сопротивления $R_{h_{те, 1}}$, соответствующего классу передаточной прочности бетона.

Выше был рассмотрен расчет «нормально» армированных сечений, у которых относительная высота сжатой зоны $\xi = x/h_0$ не превышает предельную величину ξ_y , определяемую по формуле (2.9). При $\xi > \xi_y$ напряжения в арматуре к моменту разрушения сечения не достигают предела текучести. Прочность таких сечений следует проверять в соответствии с рекомендациями, приведенными для общего случая расчета. Обоснование этих рекомендаций дано в работе [53].

Расчет сечения в указанном общем случае относительно сложен и трудоемок и может быть реализован, как правило, только с помощью ЭВМ. Для некоторых частных случаев, наиболее часто встречающихся в практике проектирования мостовых конструкций, этот расчет может быть существенно упрощен.

В мостовых конструкциях широкое применение находят внецентренно сжатые элементы из обычного железобетона прямоугольного и двутаврового сечений, имеющие две оси симметрии, с симметрично расположенной ненапрягаемой арматурой. В таких сечениях $b'_f = b_f$; $h'_f = h_f$; $A'_s = A_s$; $a'_s = a_s$ (рис. 2.4). В этом случае прочность сечения может быть проверена по формуле (2.17) при $A'_p = 0$ и $x = \xi_1 h_0$. При этом [49]

$$\xi_1 = -0,5 (\alpha_s + \psi_c \alpha_s + \alpha_{ov} - \alpha_n) + \sqrt{0,25 (\alpha_s + \psi_c \alpha_s + \alpha_{ov} - \alpha_n)^2 + \psi_c \alpha_s \omega}, \quad (2.26)$$

где

$$\left. \begin{aligned} \alpha_s &= R_s A_s / (R_b b h_0); \alpha_n = N / (R_b b h_0); \\ \alpha_{ov} &= (\bar{b}'_f - b) h_f / (b h_0); \psi_c = 400 / [R_s (1 - \omega / 1,1)]. \end{aligned} \right\} \quad (2.27)$$

Значения ω определяют по формуле (2.10).

Если значение x , подсчитанное по формуле (2.26), превышает $(h - h_f)$, это означает, что граница сжатой зоны проходит в нижней.

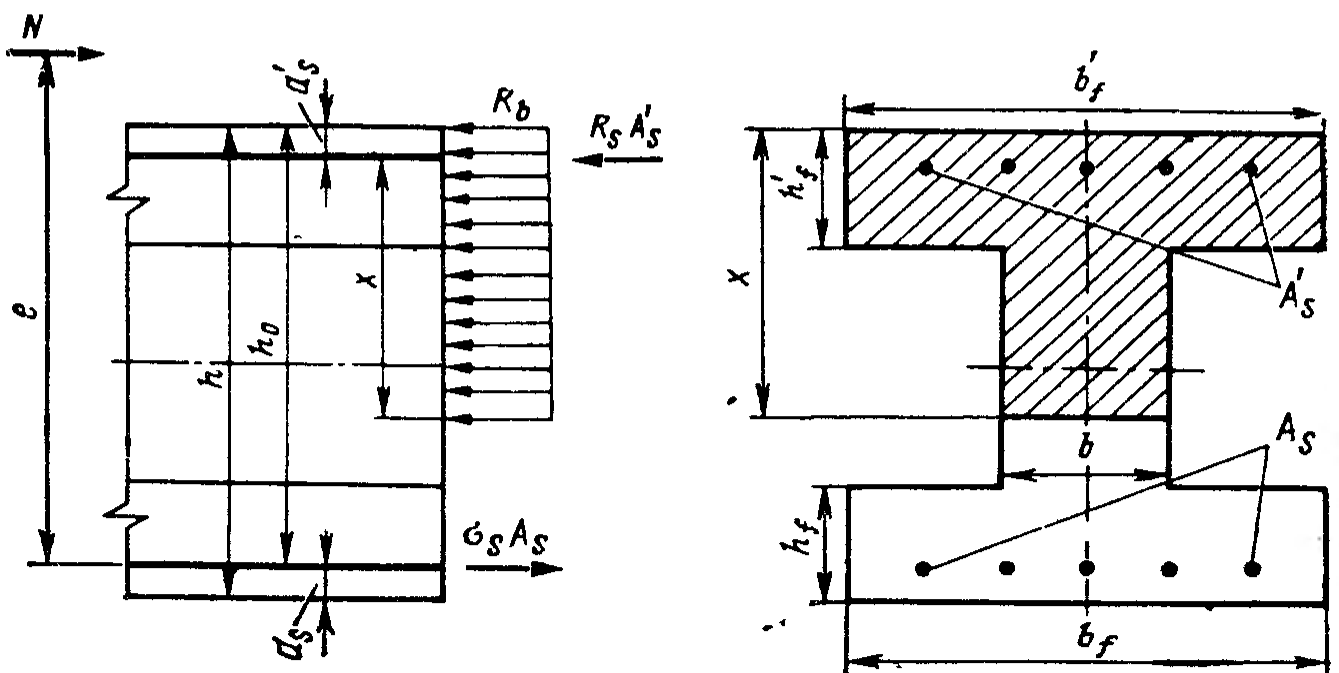


Рис. 2.3. Схема для расчета симметричного сечения на внецентренное сжатие при $\xi > \xi_y$

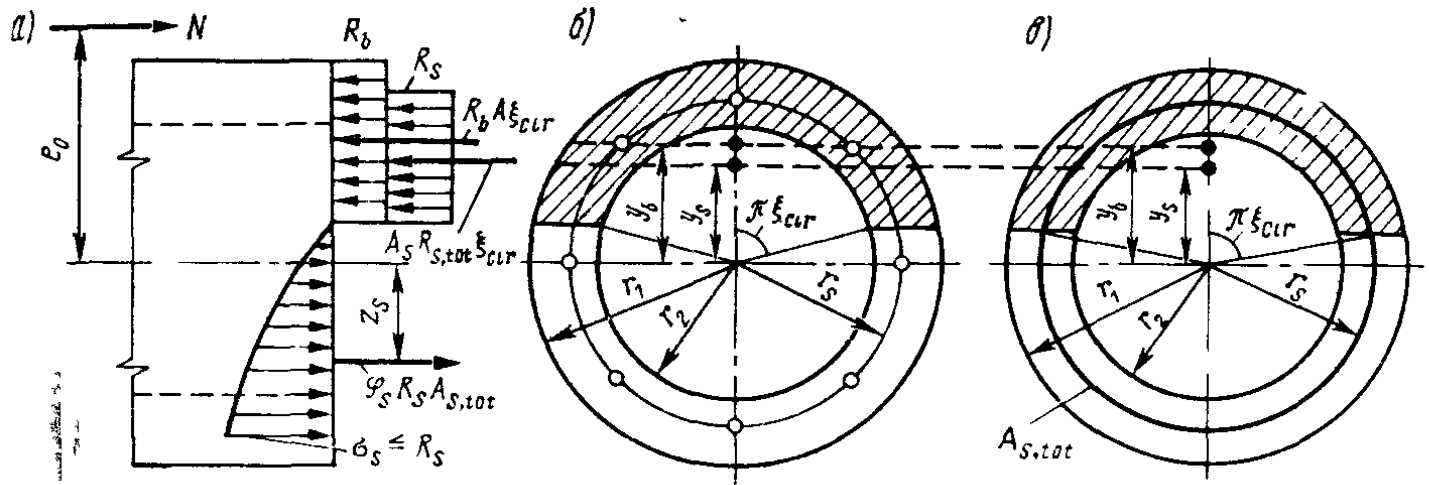


Рис. 2.5. Схемы для расчета внецентренно сжатого кольцевого элемента:
 а — схема приложения внешнего и внутренних усилий, б — фактическое сечение, в — сечение, принимаемое в расчете

наименее сжатой полке. В этом случае формула (2.18) получит вид

$$Ne_1 \leq R_b b_f x (h_0 - 0,5 x) - R_b (b_f' - b) (h - 2h_f) (h_0 - 0,5 h) + R_s A_s (h_0 - a_s), \quad (2.28)$$

а при подсчете высоты сжатой зоны x в формуле (2.26) следует принимать

$$\alpha_s = R_s A_s / (R_b b_f h_0); \quad \alpha_n = N / (R_b b_f h_0); \\ \alpha_{ov} = - (b_f - b) (h_0 - 2h_f) / (b h_0).$$

Прямоугольное сечение можно рассматривать как частный случай таврового или двутаврового сечения при $b_f = b$.

Проверку прочности элементов прямоугольного сечения из бетона класса В30 и ниже, армированных ненапрягаемой арматурой классов А-I, А-II, А-III, при $\xi > \xi_y$ можно также делать с использованием условий (2.18), (2.21) при $A_p' = 0$, определяя высоту сжатой зоны x из условия

$$N + \sigma_s A_s - R_s A_s' - R_b b x = 0, \quad (2.29)$$

где σ_s — напряжения в растянутой арматуре;

$$\sigma_s = [2 (1 - \epsilon/h_0) / (1 - \xi_y) - 1] R_s.$$

Представляет практический интерес расчет элементов, в которых арматура расположена вдоль всего контура сечения. Расчет таких сечений можно выполнять, рассматривая арматуру равномерно распределенной по линии центров тяжести стержней. Рассмотрим некоторые частные случаи элементов с ненапрягаемой арматурой, которые находят широкое применение в мостовых конструкциях.

Для элементов кольцевого сечения приводимые ниже формулы обеспечивают достаточную для практических расчетов точность при соотношении внутреннего и наружного радиусов $r_2 \geq 0,5 r_1$ и ненапрягаемой арматуре, состоящей не менее чем из шести стержней, равномерно распределенных по окружности (рис. 2.5) [49].

Приняты следующие допущения. Армагуру считают равномерно распределенной по окружности радиуса r_s , равного расстоянию от центра сечения до арматурных стержней. Напряжения в бетоне и арматуре сжатой зоны равны их расчетным сопротивлениям R_b и R_s . Напряжения в арматуре растянутой зоны зависят от положения стержней, средние напряжения в ней равны $\varphi_s R_s$. Равнодействующая усилий в растянутой арматуре проходит на расстоянии z_s от оси сечения.

Относительная площадь сжатой зоны бетона

$$\xi_{cir} = A'_b / A_b = 2 r_m \alpha (r_1 - r_2) / [2 \pi r_m (r_1 - r_2)] = \alpha / \pi, \quad (2.30)$$

$$\text{где } r_m = (r_1 + r_2) / 2.$$

Следовательно, угол, ограничивающий сжатую зону,

$$\alpha = \pi \xi_{cir}. \quad (2.31)$$

Расстояние от центра тяжести площади сжатого бетона до центра сечения

$$y_b = r_m \frac{\sin \alpha}{\alpha} = r_m \frac{\sin (\pi \xi_{cir})}{\pi \xi_{cir}}, \quad (2.32)$$

а расстояние от равнодействующей усилий в сжатой арматуре до центра сечения

$$y_s = r_s \frac{\sin (\pi \xi_{cir})}{\pi \xi_{cir}}. \quad (2.33)$$

Принимая площадь арматуры равномерно распределенной по окружности радиуса r_s , условие прочности с учетом прогиба элемента можно записать в таком виде:

$$N e_c \eta \leq 2 r_m \alpha (r_1 - r_2) R_b y_b + 2 r_s \alpha R_s A_{s, tot} y_s / (2 \pi r_s) + R_s A_{s, tot} \varphi_s z_s. \quad (2.34)$$

Подставляя в формулу (2.34) значения α из выражения (2.31), y_b — из (2.32) и y_s — из (2.33), окончательно имеем

$$N e_c \eta \leq (R_b A_b + R_s A_{s, tot} r_s) \frac{\sin (\pi \xi_{cir})}{\pi} + R_s A_{s, tot} \varphi_s z_s. \quad (2.35)$$

Значения z_s и φ_s подсчитывают по эмпирическим формулам:

$$z_s = (0,2 + 1,3 \xi_{cir}) r_s;$$

$$\varphi_s = 1 - 1,7 \xi_{cir}.$$

Относительную площадь сжатой зоны бетона находят из условия равенства нулю суммы проекций всех сил на горизонтальную ось:

$$\xi_{cir} = \frac{N + R_s A_{s, tot}}{R_b A_b + 2,7 R_s A_{s, tot}}. \quad (2.36)$$

Если при этом будет получено $\xi_{cir} \leq 0.15$, т. е. при относительно малой площади сжатого бетона, то прочность сечения проверяют по условию

$$N e_c \eta \leq (R_b A_b r_m + R_s A_{s, tot} r_s) \frac{\sin(\pi \xi_{cir,1})}{\pi} + 0,295 R_s A_{s, tot} r_s, \quad (2.37)$$

где

$$\xi_{cir,1} = (N + 0,75 R_s A_{s, tot}) / (R_b A_b + R_s A_{s, tot}), \quad (2.38)$$

а при значительной площади сжатого бетона (при $\xi_{cir} \geq 0,6$) влиянием растянутой арматуры пренебрегают ($\varphi_s = 0$) и прочность сечения проверяют по условию

$$N e_c \eta \leq (R_b A_b r_m + R_s A_{s, tot} r_s) \frac{\sin(\pi \xi_{cir,2})}{\pi}, \quad (2.39)$$

в котором

$$\xi_{cir,2} = N / (R_b A_b + R_s A_{s, tot}). \quad (2.40)$$

При малых эксцентриситетах (с учетом случайного) продольной силы N , когда она не выходит за пределы ядра сечения, граница которого r определяется по формуле

$$r = i_{red} / r_1, \quad (2.41)$$

$$i_{red} = \sqrt{\frac{0,25\pi(r_1^4 - r_2^4) + 0,5(n_{1s} - 1)A_{s, tot}r_s^2}{\pi(r_1^2 - r_2^2) + (n_{1s} - 1)A_{s, tot}}}, \quad (2.42)$$

сечение следует проверить на устойчивость по формуле

$$N \leq \varphi (R_b A_b + R_s A_{s, tot}). \quad (2.43)$$

Коэффициент продольного изгиба φ определяют при $i = i_{red}$. Приведенный расчет на устойчивость справедлив при любых соотношениях r_1/r_2 .

При $r_2 < 0,5 r_1$ приведенные выше рекомендации для расчета кольцевых сечений по прочности могут давать существенную ошибку. Такие элементы следует рассчитывать по общему случаю расчета.

Для расчета элементов сплошного круглого сечения радиусом r_1 при числе стержней не менее шести, равномерно распределенных по длине окружности радиусом r_s (рис. 2.6), может быть применен следующий приближенный способ, основанный на экспериментальных данных с принятием ряда допущений [49].

Прочность сечения считается обеспеченной, если выполняется условие

$$N e_c \eta \leq \frac{2}{3} R_b A_b r_1 \frac{\sin^3(\pi \xi_{cir})}{\pi} + R_s A_{s, tot} \left[\frac{\sin(\pi \xi_{cir})}{\pi} + \varphi_s \right] r_s. \quad (2.44)$$

Относительная площадь сжатой зоны ξ_{cir} определяется следующим образом:

при выполнении условия

$$N \leq 0,77 R_b A_b + 0,645 R_s A_{s,tot} \quad (2.45)$$

из решения уравнения

$$\xi_{cir} (R_b A_b + 2,55 R_b A_{s,tot}) = N + R_s A_{s,tot} + R_b A_b \frac{\sin(2\pi \xi_{cir})}{2\pi};$$

при невыполнении условия (2.45) из решения уравнения

$$\xi_{cir} (R_b A_b + R_s A_{s,tot}) = N + R_s A_b \frac{\sin(2\pi \xi_{cir})}{2\pi}.$$

В условии (2.44) φ_s — коэффициент, учитывающий напряженное состояние растянутой арматуры и принимаемый равным $\varphi_s = 1,6 \times (1 - 1,55 \xi_{ci})$ $\xi_{cir} \leq 1$ при выполнении условия (2.45) и $\varphi_s = 0$, если это условие не выполняется.

Если сила N не выходит за пределы ядра сечения, то элемент рассчитывают на устойчивость с использованием формул (2.41) ... (2.43) при $r_2 = 0$.

Другой, более трудоемкий способ расчета на прочность изгибаемых и внецентренно сжатых элементов круглого сечения, армированных не-напрягаемой арматурой классов А-II и А-III, разработан во ВНИИ транспортного строительства [54].

Фактическое армирование элементов прямоугольного сечения заменяют условным, рассматривая всю арматуру как равномерно распределенную по линии центров тяжести стержней (рис. 2.7). При этом

площади стержней арматуры A_{sl} и A_{st} , расположенных соответственно у одной из граней параллельных и перпендикулярных плоскости изгиба, принимают:

$$A_{sl} = A_{sl,1} (n_l + 1); \quad (2.46)$$

$$A_{st} = A_{s,tot}/2 - A_{sl}. \quad (2.47)$$

В равенстве (2.46) $A_{sl,1}$ — площадь одного промежуточного стержня (при разных диаметрах принимают среднюю площадь стержня); n_l — число промежуточных стержней у рассматриваемой грани.

Относительную высоту сжатой зоны определяют [49] по формуле

$$\xi = x/h = \frac{\alpha_{n1} + \alpha_{sl}}{1 + 2\alpha_{sl}/\omega},$$

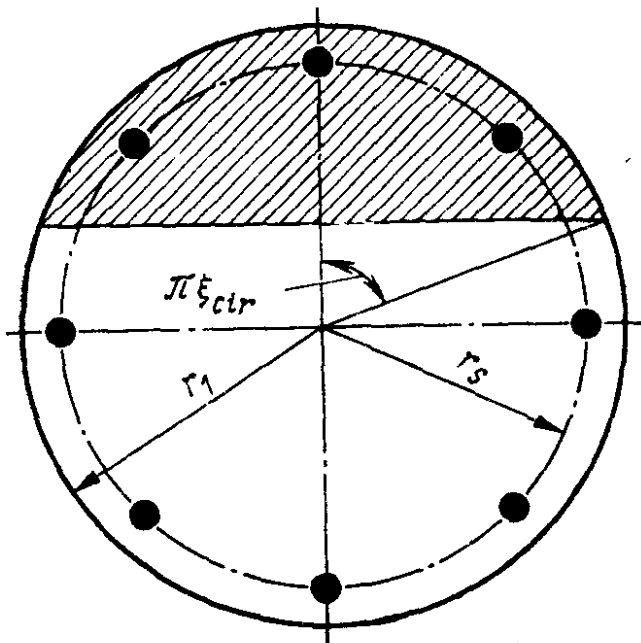


Рис. 2.6. Схема для расчета прочности круглого сечения

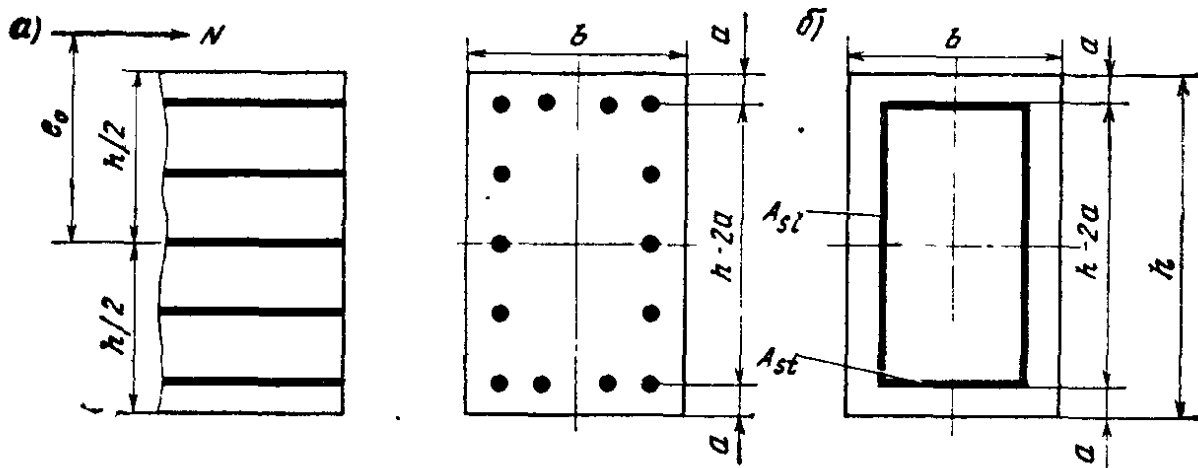


Рис. 2.7. Схема для расчета внецентренно сжатого элемента прямоугольного сечения с арматурой, расположенной симметрично относительно двух осей:

a — схема приложения загрузки и фактическое сечение; *б* — сечение, принимаемое в расчете

где

$$\alpha_{n1} = N / (R_b b h); \quad \alpha_{sl} = R_s A_{sl} / [R_b b h (0,5 - \delta_1)]; \quad \delta_1 = a / h.$$

При $\xi \leq \xi_y$ условие прочности сечения имеет вид

$$N e_c \eta = R_b b h^2 [0,5 \xi (1 - \xi) + \alpha_{sl} (\xi_1 - \delta_1) (1 - \xi_1 - \delta_1) - 0,05 \alpha_{sl} \xi_1^2 + \alpha_{st} (1 - 2\delta_1)], \quad (2.48)$$

где $\xi_1 = \xi / \omega$; $\alpha_{st} = R_s A_{st} / (R_b b h)$,

а при $\xi > \xi_y$

$$N e_c \eta \leq R_b b h^2 \alpha_{mR} (\alpha_{na} - \alpha_{n1}) / (\alpha_{na} - \alpha_{nR}), \quad (2.49)$$

где $\alpha_{na} = 1 + R_s A_{s, tot} / (R_b b h)$;

$$\alpha_{mR} = 0,5 \xi_y (1 - \xi_y) + d_{sl} (\xi_{1y} - \delta_1) (1 - \xi_{1y} - \delta_1) - 0,05 \alpha_{sl} \xi_{1y}^2 + \alpha_{st} (1 - 2\delta_1);$$

$$\alpha_{nR} = \xi_y + \alpha_{sl} (2\xi_{1y} - 1);$$

$$\xi_{1y} = \xi_y / \omega.$$

Значения ω определяют по формуле (2.10).

При расположении арматуры в пределах крайних четвертей расстояния $h - 2a$ расчет можно проводить как сечений с арматурой, сосредоточенной у сжатой и растянутой граней, т. е. как для описанного выше случая прямоугольного сечения с симметричной арматурой.

При $e_c \leq r$, т. е. когда сила N приложена в пределах ядра сечения, элемент рассчитывают на устойчивость по формуле (2.43). В этом случае

$$r = 2i_{red}^2 / h;$$

$$i_{red} = \sqrt{\frac{b h^3 / 12 + 2(n_{1s} - 1) (0,5h - a)^2 (A_{st} + A_{sl} / 3)}{b h + 2(n_{1s} - 1) (A_{st} + A_{sl})}}.$$

Косвенное армирование в виде замкнутых колец, спиралей или сеток учитывают путем введения в расчетные формулы вместо R_b приведенную призмennую прочность бетона $R_{b, red}$. При этом учитыва-

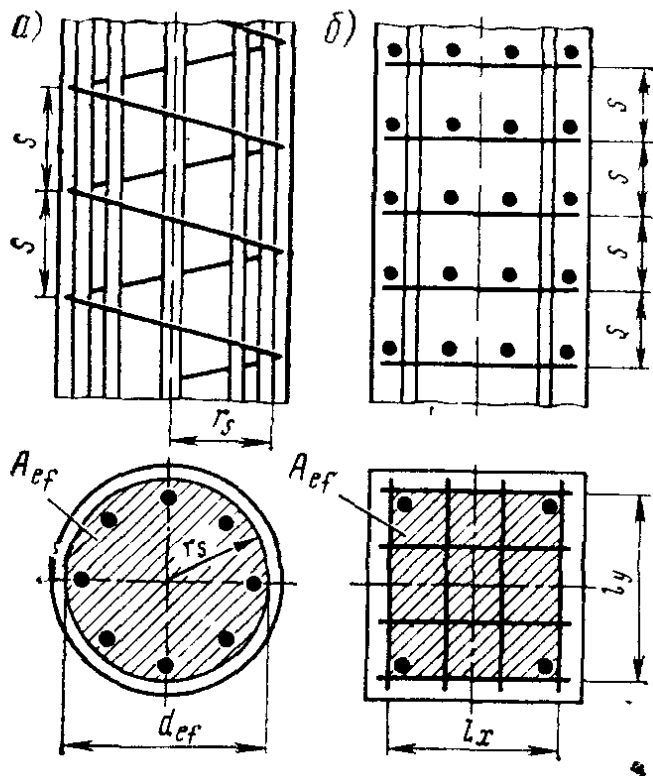


Рис. 2.8. Виды косвенного армирования:

а — спиральной арматурой; б — сетками

ют только часть бетонного сечения, ограниченную спиралью (кольцами) или крайними стержнями сеток.

При армировании спиральной или кольцевой арматурой элементов круглого сплошного сечения (рис. 2.8, а) приведенную прочность бетона на сжатие определяют по формуле

$$R_{b,red} = R_b + 2\mu_{cir}R_s(1 - 7,5e_c/d_{ef}), \quad (2.50)$$

где e_c — эксцентриситет приложения продольной силы с учетом случайного, но без учета влияния прогиба; d_{ef} — диаметр части сечения элемента внутри спиралей (кольца); R_s — расчетное сопротивление арматуры спирали; μ_{cir} — коэффициент армирования косвенной арматурой;

$$\mu_{cir} = 4A_{s,cir}/(d_{ef}s);$$

$A_{s,cir}$ — площадь поперечного сечения спиральной (кольцевой) арматуры; s — шаг спирали или расстояние между кольцами при кольцевой арматуре (величина s должна быть не менее 4 см и не более $1/5$ диаметра сечения элемента или 10 см).

Косвенное армирование элементов прямоугольного сечения обычно выполняют сетками (рис. 2.8, б). Приведенную прочность бетона на сжатие таких элементов подсчитывают по формуле

$$R_{b,red} = R_b + \mu_{s,xy} \varphi R_s, \quad (2.51)$$

где R_s — расчетное сопротивление арматуры сеток; $\mu_{s,xy}$ — коэффициент армирования сетками; φ — коэффициент эффективности армирования косвенной арматурой:

$$\mu_{s,xy} = (n_x A_{sx} l_x + n_y A_{sy} l_y) / (A_{ef} s); \quad (2.52)$$

n_x , A_{sx} , l_x — соответственно число стержней в одном направлении, площадь поперечного сечения и длина одного стержня (считая между осями крайних стержней); n_y , A_{sy} , l_y — то же для стержней другого направления; A_{ef} — площадь сечения бетона, заключенная внутри контура, образованного осями крайних стержней; s — расстояние между сетками, считая по осям стержней одного направления.

Значение коэффициента эффективности армирования φ подсчитывают по эмпирической формуле

$$\varphi = 1 / [0,23 + \mu_{s,xy} R_s / (R_b + 10)]. \quad (2.53)$$

Влияние прогиба на несущую способность элементов с косвенным армированием также учитывают с помощью коэффициента η . Но при подсчете значения этого коэффициента критическую силу N_{cr} опреде-

ляют по формуле (2.20), вводя в нее момент инерции I_b части сечения, ограниченной крайними стержнями сеток или заключенной внутри спирали, и умножая полученное значение на коэффициент

$$\varphi_1 = 0,25 + 0,05 l_0 / c_{ef},$$

где c_{ef} — диаметр учитываемой в расчете части круглого бетонного сечения или наименьший размер учитываемой части прямоугольного сечения.

Кроме того, величину δ_{min} подсчитывают по формуле

$$\delta_{min} = 0,5 - 0,01 (\varphi_2 l_0 / c_{ef} - R_b),$$

где $\varphi_2 = 0,1 l_0 / c_{ef} - 1 \leq 1$.

Гибкость элементов с косвенным армированием, подсчитанная по формуле $\lambda = l_0 / i_{ef}$ (i_{ef} — наименьший радиус инерции, учитываемой в расчете части бетонного сечения), при армировании спиралью должна быть не менее 35, а при армировании сетками — не менее 55.

Прочность элемента с учетом косвенного армирования не может быть меньше прочности, определенной без учета косвенной арматуры. Поэтому косвенное армирование учитывают, когда несущая способность элемента, определенная по приведенным выше рекомендациям, превышает его несущую способность, подсчитанную по полному сечению A_b при прочности бетона на сжатие R_b .

Расчет центрально и внецентренно растянутых элементов. Центально растянутыми считают элементы, в которых линия действия внешней растягивающей силы N проходит через точку приложения равнодействующей усилий в продольной арматуре. Условие прочности нормальных сечений таких элементов имеет вид

$$N \leq R_s A_s + R_p A_p \quad (2.54)$$

Во внецентренно растянутых элементах, наряду с растягивающей продольной силой N , приложенной в центре тяжести приведенного сечения, действует изгибающий момент M . В этом случае силу N считают приложенной с эксцентриситетом $e_0 = M / N$ относительно оси, проходящей через центр тяжести приведенного сечения. Случайный эксцентриситет в расчетах растянутых элементов не учитывают.

В расчетах внецентренно растянутых элементов в зависимости от положения продольной силы N различают два расчетных случая.

Случай первый — линия действия силы N проходит между равнодействующими усилий в верхней и нижней арматуре. В этом случае все сечение растянуто и сила N должна быть полностью воспринята арматурой (рис. 2.9, а). Условия прочности в этом случае имеют вид

$$\begin{aligned} Ne &\leq R_s A'_s (h_0 - a'_s) + R_p A'_p (h_0 - a'_p); \\ Ne' &\leq R_s A_s (h'_0 - a_s) + R_p A_p (h'_0 - a_p), \end{aligned} \quad (2.55)$$

т. е. моменты внешних сил относительно осей, проходящих через точки приложения равнодействующих в верхней и нижней арматуре, не должны быть больше соответствующих моментов от предельных усилий в арматуре.

(2.56)

1



а — при расположении растягивающей силы между равнодействующими усилий в верхней и нижней арматуре; б — при расположении растягивающей силы вне расстояния между этими усилиями

Нормы проектирования мостовых конструкций условия прочности внецентренно растянутых элементов дают в несколько ином виде: для первого случая

$$\begin{aligned} Ne &\leq R_s A_s' (h_{01} - a_s') + R_p A_p' (h_0 - a_p'); \\ Ne' &\leq R_s A_s (h - a_s - a_s') + R_p A_p (h - a_p - a_p'); \end{aligned} \quad (2.56a)$$

для второго случая

$$\begin{aligned} Ne &\leq R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_b (b_f' - b) h_f' (h_0 - 0,5h_f') + \\ &+ R_s A_s' (h_{01} - a_s') + \sigma_{pc} A_p' (h_0 - a_p'). \end{aligned} \quad (2.56b)$$

В условиях (2.56a), (2.56b): h_0 , h_{01} — соответственно расстояние от верха сечения до центра тяжести нижней напрягаемой и ненапрягаемой арматуры.

Условия (2.56a) и (2.56b) не являются строгими, но несколько упрощают расчет, незначительно сказываясь на его точности.

Высоту сжатой зоны x определяют из условия равенства нулю проекций всех внешних и внутренних усилий на продольную ось элемента:

$$x = [R_p A_p + R_s A_s - R_s A_s' - \sigma_{pc} A_p' - R_b (b_f' - b) h_f' - N] / (R_b b), \quad (2.57)$$

где σ_{pc} — напряжение в верхней предварительно напряженной арматуре в момент исчерпания сечением несущей способности, подсчитываемое по формуле (2.1a).

Если нейтральная ось проходит в пределах верхней плиты ($x < h_f'$), то принимают $b = b_f'$, т. е. сечение рассчитывают как прямоугольное шириной b_f' .

В случае когда полученное по формуле (2.57) значение $x > \xi_y h_0$, нормы проектирования мостовых конструкций допускают проверять прочность сечения по формуле (2.56a), подставляя в нее $x = \xi_y h_0$. Значение ξ_y определяют при этом по формуле (2.9). Это допущение приемлемо и когда прочность сечения проверяют по условию (2.56).

Учет работы сжатой арматуры производят так же, как и во внецентренно сжатых элементах, но если без учета этой арматуры $x > 2a_s'$, а с учетом $x < 2a_s'$, то прочность сечения проверяют по условию

$$Ne \leq (R_p A_p + R_s A_s - N) (h_0 - a_s').$$

Расчет при косом изгибе, косом внецентренном сжатии и растяжении (общий случай расчета). В практике проектирования мостовых конструкций приходится рассчитывать сечения, не имеющие оси симметрии, а также при действии изгибающего момента или продольной силы в плоскости, не совпадающей с плоскостью симметрии элемента. В этом случае прочность нормальных сечений проверяют по условию

$$M \leq \pm (R_b S_b - \Sigma \sigma_{si} S_{si} - \Sigma \sigma_{pi} S_{pi}), \quad (2.58)$$

где в изгибаемых элементах M — проекция момента внешних сил на плоскость, перпендикулярную прямой, ограничивающей сжатую зону сечения, а во внецентренно сжатых и растянутых элементах M — момент продольной силы N относи-

тельно оси, параллельной прямой, ограничивающей сжатую зону и проходящей во внецентренно сжатых элементах через центр тяжести наиболее растянутого стержня (пучка) продольной арматуры (ось $z - z$ на рис. 2.10), а во внецентренно растянутых элементах — через точку сжатой зоны, наиболее удаленную от указанной прямой (ось $z_1 - z_1$ на рис. 2.10); S_b — статический момент площади сжатой зоны бетона относительно указанных выше осей (в изгибаемых элементах положение оси принимается таким же, как и во внецентренно сжатых); σ_{si} , σ_{pi} — напряжение в i -м стержне (пучке) соответственно обычной и напрягаемой арматуры; S_{si} , S_{pi} — статический момент площади сечения i -го стержня (пучка) соответственно обычной и напрягаемой арматуры относительно указанных выше осей.

Знак «плюс» в правой части формулы (2.58) принимают при изгибе и внецентренном сжатии, знак «минус» — при внецентренном растяжении.

Высоту сжатой зоны x можно определить из условия равенства нулю проекций всех внешних и внутренних сил на продольную ось элемента

$$R_b A_b - \sum \sigma_{si} A_{si} - \sum \sigma_{pi} A_{pi} + N = 0, \quad (2.59)$$

где A_{si} , A_{pi} — площадь одного стержня (пучка) соответственно обычной и напрягаемой арматуры.

Напряжения в арматуре зависят от ее расположения в сечении. Для конструкции из обычного железобетона напряжения в арматуре определяют по эмпирической формуле

$$\sigma_{si} = \frac{\sigma_{su}}{1 - \omega/1,1} \left(\frac{\omega}{\xi_i} - 1 \right) \leq R_s, \quad (2.59a)$$

где $\sigma_{su} = 500$ МПа при действии только постоянных нагрузок и $\sigma_{su} = 400$ МПа при действии постоянных и временных нагрузок. Величину ω , характеризующую деформативные свойства сжатой зоны бетона, находят по выражению (2.10), а относительная высота сжатой зоны бетона

$$\xi_i = x/h_{0i};$$

h_{0i} — расстояние от оси, проходящей через центр тяжести сечения рассматриваемого i -го стержня параллельно прямой, ограничивающей сжатую зону бетона, до наиболее удаленной точки сжатой зоны сечения.

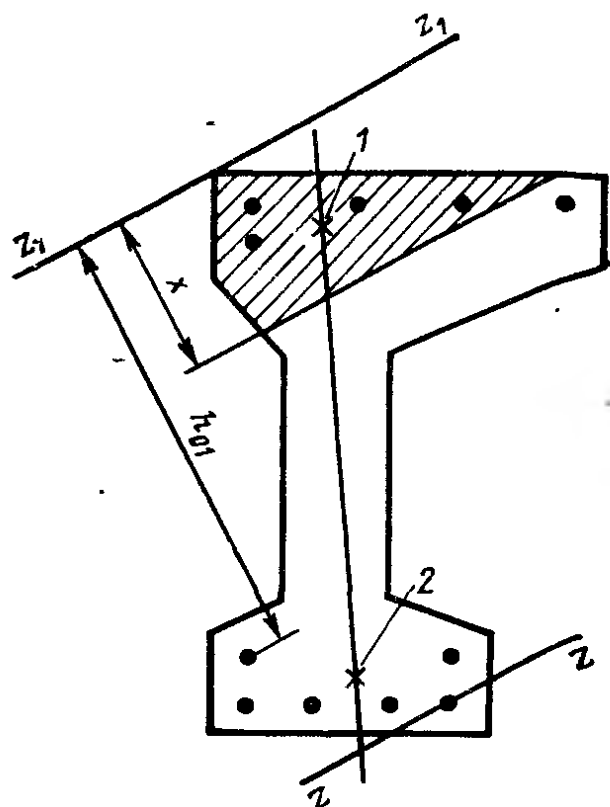


Рис. 2.10. Схема для расчета по прочности нормального сечения при косом изгибе и косом внецентренном сжатии:

1 — точка приложения равнодействующей усилий в бетоне сжатой зоны и в сжатой арматуре; 2 — точка приложения равнодействующей усилий в растянутой арматуре

Таким образом, высоту сжатой зоны находят из совместного решения уравнений (2.59) и (2.59a). При этом напряжения σ_{si} учитывают со своим знаком, полученным по формуле (2.59a), т. е. растягиваю-

щие напряжения считают положительными, сжимающие — отрицательными.

В уравнении (2.59) силу N принимают положительной при внецентренном растяжении, отрицательной — при внецентренном сжатии.

Особенности определения напряжений в предварительно напрягаемой арматуре изложены в работе [50].

Для нахождения положения границы сжатой зоны требуется удовлетворение дополнительных условий:

при косом изгибе плоскости действия моментов внешних и внутренних сил должны быть параллельны;

при косом внецентренном сжатии или растяжении точки приложения внешней продольной силы, равнодействующей сжимающих напряжений в бетоне и равнодействующей усилий в растянутой арматуре должны лежать на одной прямой.

Задачу по определению границы сжатой зоны и связанных с ее положением напряжений в арматуре решают путем последовательных приближений, что целесообразно делать с помощью специально разработанных программ для ЭВМ.

Приведенные в настоящем пункте рекомендации можно рассматривать как общий случай расчета нормальных сечений любой формы с произвольным армированием при различных внешних воздействиях.

2.3. РАСЧЕТ ПО ПРОЧНОСТИ НАКЛОННЫХ СЕЧЕНИЙ

Исходные предпосылки. Образование наклонных трещин при поперечном изгибе происходит в результате совместного действия изгибающего момента и поперечной силы. Обычно в элементах появляется несколько наклонных трещин. Развитие их может начинаться от растянутой грани элемента, где трещины сначала проходят перпендикулярно растянутой арматуре, а затем при дальнейшем развитии направление трещин изменяется, они становятся наклонными, что связано с действием главных напряжений. Одна из трещин, называемая «критической», получает наибольшее развитие. Такой трещиной элемент разделяется на два блока, связанных в сжатой зоне бетоном над наклонной трещиной, а в растянутой зоне — продольной арматурой, хомутами и отгибами, пересекающими трещину. В последние годы установлено, что существует еще один вид усилий, способствующий соединению блоков, — силы зацепления в наклонной трещине. Наклонная трещина имеет ломаную конфигурацию, а бетон в трещине — шероховатую поверхность, что и вызывает силы зацепления при смещении блоков относительно друг друга.

При преобладающем влиянии поперечной силы разрушение происходит в результате сдвига блоков относительно друг друга (рис. 2.11, а), а при доминирующем действии изгибающего момента — путем взаимного поворота блоков вокруг оси, проходящей через центр сжатой зоны (рис. 2.11, б).

В элементах двутаврового и коробчатого сечения при достаточно мощной полке (плите), расположенной в растянутой зоне, и относительно тонкой стенке образование трещин происходит в ребре в результате действия главных напряжений. Эти трещины не всегда доходят до растянутой грани элементов. Разрушение элемента в этом случае происходит в результате раздробления бетона между наклонными трещинами (рис. 2.11, в). Такой случай разрушения возможен и в элементах прямоугольного, а также таврового сечения при очень мощной продольной арматуре.

Разрушение элемента по наклонному сечению обычно происходит в результате совместного действия поперечной силы и изгибающего момента. Определенное влияние на прочность наклонного сечения оказывает и продольная сила. Однако вопрос о совместном учете всех этих усилий в расчете по прочности рассматриваемых сечений изучен недостаточно, поэтому практические расчеты ведут отдельно на действие поперечной силы Q (с учетом продольной силы N) и изгибающего момента M .

Расчет на действие поперечной силы. Прочность сжатого бетона между наклонными трещинами будет обеспечена, т. е. будет исключено разрушение элемента по схеме рис. 2.11, в, если выполнено условие

$$Q \leq 0,3\varphi_w (1 - 0,01 R_b) R_b b h_0 \quad (2.60)$$

Коэффициент φ_w , учитывающий влияние хомутов, подсчитывают по формуле

$$\varphi_w = 1 + \eta [n_{1s} A_{sw} / (b s_{ws}) + n_{1p} A_{pw} / (b s_{wp})],$$

где η — эмпирический коэффициент, принимаемый равным 5 при хомутах, нормальных к продольной оси элемента, и 10 — при наклонных под углом 45° (при промежуточных углах наклона хомутов значения η принимают по интерполяции), s_{ws} , s_{wp} — расстояние между обычными и напрягаемыми хомутами по нормали к ним.

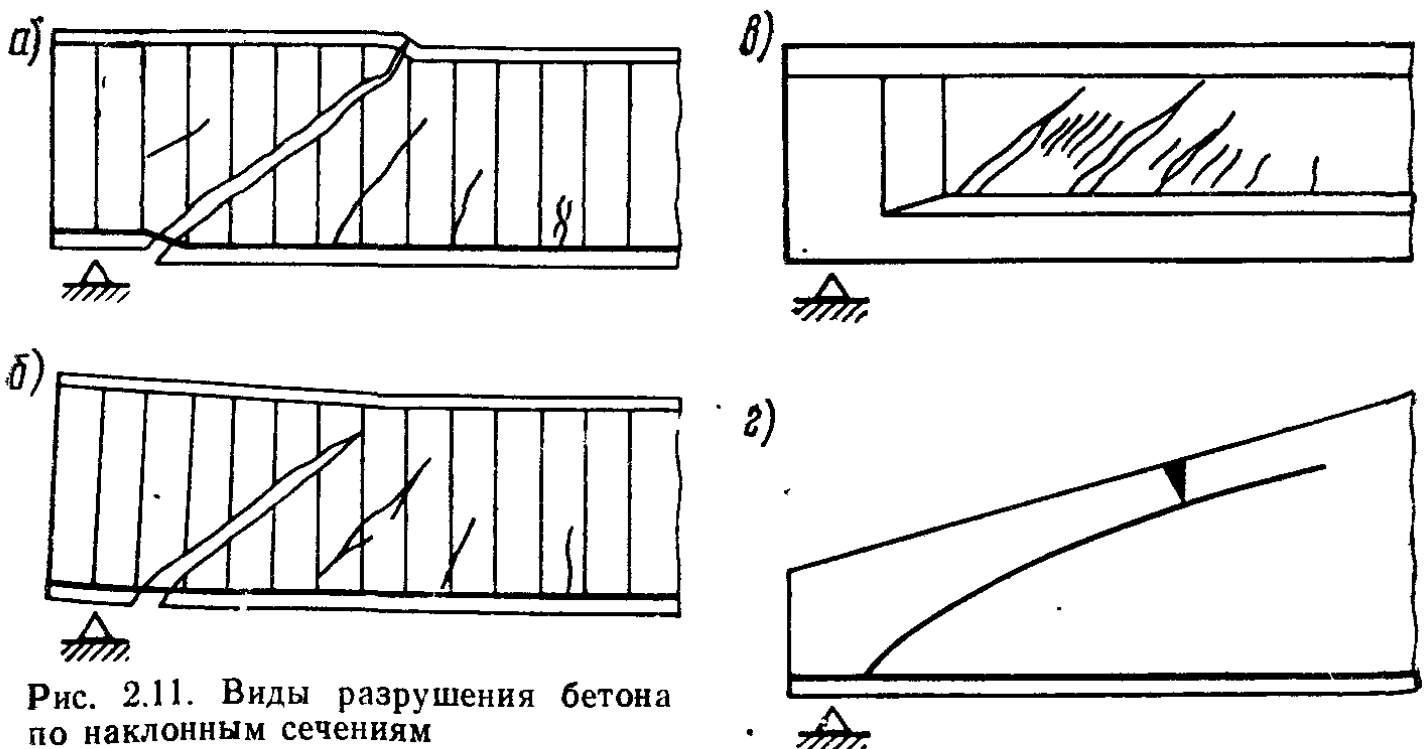


Рис. 2.11. Виды разрушения бетона по наклонным сечениям

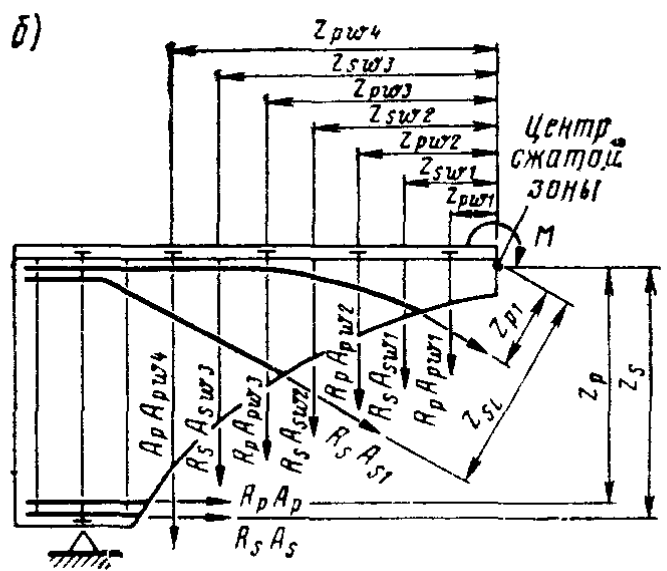
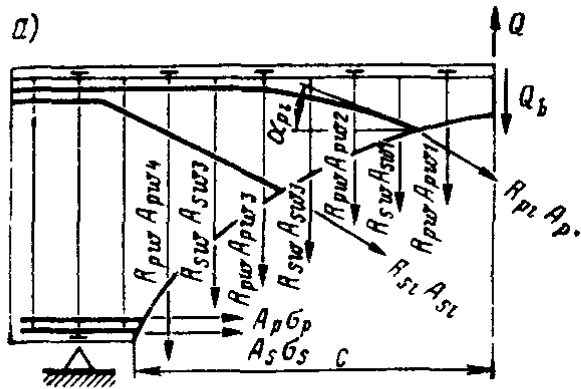


Рис. 2.12. Схемы для расчета прочности наклонного сечения:

а — на действие поперечной силы, б — на действие изгибающего момента

При расположении хомутов нормально к продольной оси коэффициент φ_w принимают не более 1,3.

Для исключения разрушения элемента на схеме рис. 2.11, а, т. е. при преобладающем влиянии поперечной силы, необходимо, чтобы поперечная сила, действующая в конце наклонного сечения, могла быть воспринята внутренними усилиями, возникающими в поперечной и продольной арматуре, в бетоне сжатой зоны и силами зацепления берегов трещины.

Оценить участие сил зацепления в восприятии внешней поперечной силы в настоящее время невозможно из-за недостаточной изученности этого вопроса. К тому же в мостовых конструкциях в результате многократного приложения временных нагрузок берега наклонных трещин сглаживаются и силы зацепления постепенно исчезают или уменьшаются. Поэтому в практических расчетах их не учитывают.

К моменту разрушения элемента по рассматриваемой схеме не во всех хомутах и отгибах напряжения в арматуре достигают предела текучести. Это учитываются коэффициентом условий работы m_{a4} .

Таким образом, с учетом изложенного поперечная сила Q , действующая в конце наклонного сечения, должна быть воспринята усилиями в отгибах Q_i , в хомутах Q_w^x , в продольной арматуре Q_w^r и в бетоне сжатой зоны Q_b , т. е.

$$Q < Q_i + Q_w^x + Q_w^r + Q_b, \quad (2.61)$$

или в развернутом виде (рис. 2.12, а)

$$Q \leq \sum R_{sw} A_{si} \sin \alpha_{si} + \sum R_{pw} A_{pi} \sin \alpha_{pi} + \sum R_{sw} A_{sw} + \sum R_{pw} A_{pw} + Q_w^r + Q_b, \quad (2.62)$$

где R_{sw} , R_{pw} — расчетное сопротивление соответственно ненапрягаемой и напрягаемой арматуры, принимаемое с учетом коэффициента m_{a4} (см. § 1.2); A_{si} , A_{pi} — соответственно площадь ненапрягаемого и напрягаемого стержня (пучка), пересекаемого наклонным сечением; A_{sw} , A_{pw} — то же одной ветви ненапрягаемых и напрягаемых хомутов; α_{si} , α_{pi} — соответственно угол наклона предварительно ненапрягаемого и напрягаемого стержня (пучка) к продольной оси элемента в месте пересечения его наклонным сечением.

Поперечная сила, воспринимаемая арматурой, МН,

$$Q_w^r = 100 A_w^r k, \quad (2.63)$$

где A_w^r — площадь горизонтальной ненапрягаемой и напрягаемой арматуры, пересекаемой наклонным сечением, м² (кроме продольной арматуры сеток).

Коэффициент k определяют из условия

$$k = (\beta - 50), 40 \geq 0,$$

где β — угол между наклонным сечением и продольной арматурой, град.

Поперечная сила, воспринимаемая бетоном сжатой зоны,

$$Q_b = 2R_{bt}bh_0^2/c \leq mR_{bt}bh_0, \quad (2.64)$$

где c — длина проекции наклонного сечения на продольную ось элемента, m — коэффициент, принимаемый равным

$$m = 1,3 + 0,4 (R_{b,sh}/\tau_q - 1), \quad (2.65)$$

но не менее 1,3 и не более 2,5.

В формуле (2.65) τ_q — наибольшее скалывающее напряжение, получаемое в расчете по трещиностойкости в нормальном к оси элемента сечении, проходящем через конец наклонного сечения.

При $\tau_q \leq 0,25 R_{b,sh}$ проверку прочности наклонного сечения можно не производить.

В элементах переменной высоты с наклонной сжатой гранью рабочую высоту h_0 следует принимать в конце наклонного сечения (рис. 2.13. а), а при наклонной растянутой грани [44] — в начале наклонного сечения (рис. 2.13. б).

Если в сечении, наряду с другими усилиями, действует продольная растягивающая сила N , то при отсутствии в сечении сжатой зоны поперечная сила Q должна быть воспринята арматурой, а при наличии сжатой зоны воспринимаемую бетоном поперечную силу Q_b , подсчитываемую по формуле (2.64), уменьшают путем умножения на коэффициент k_t :

$$k_t = 1 - 0,2N/(R_{bt}bh_0) \geq 0,2. \quad (2.66)$$

Влияние продольной сжимающей силы на величину Q_b в расчетах мостовых конструкций не учитывают.

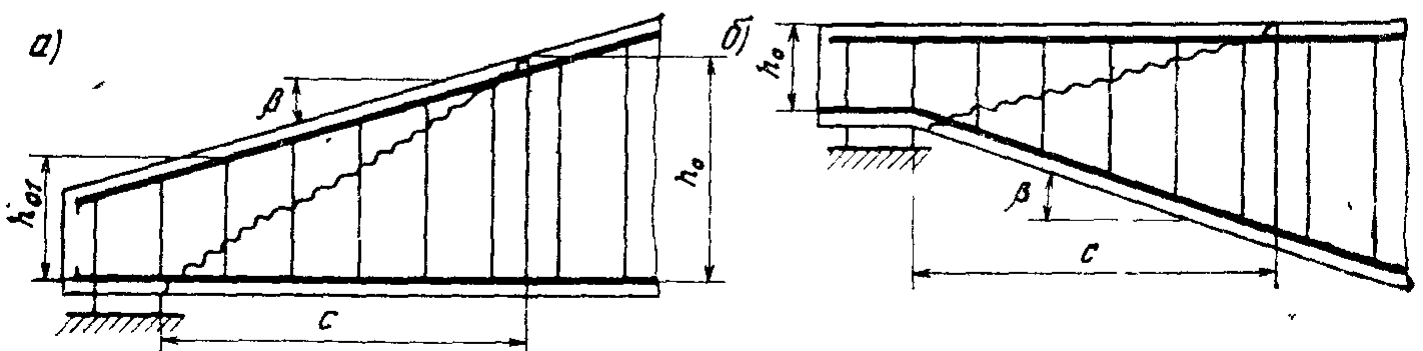


Рис. 2.13. Схемы для определения рабочей высоты наклонного сечения:
а — при сжатой наклонной грани; б — при растянутой наклонной грани

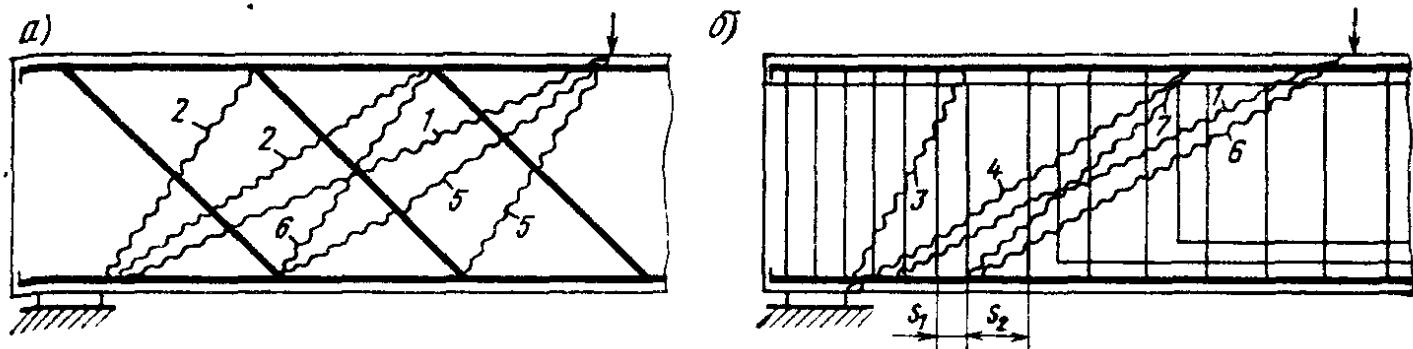


Рис. 2.14. Возможные расположения наиболее опасных наклонных сечений:
 а — при постоянной толщине стенки без хомутов; б — при переменной толщине стенки с хомутами

Анализ формул (2.61), (2.64), показывает, что значение поперечной силы, воспринимаемой наклонным сечением, от его проекции s зависит неоднозначно. С увеличением s увеличивается число пересекаемых наклонным сечением хомутов и отгибов, т. е. увеличиваются два первых члена в формуле (2.61), но, с другой стороны, уменьшается поперечная сила Q_b , воспринимаемая бетоном сжатой зоны. Следовательно, наиболее опасным будет сечение, в котором правая часть условия (2.61) минимальна.

Расчеты на ЭВМ позволяют рассмотреть большое число наклонных сечений, идущих под различными углами от точек, взятых на нижней грани элемента, и выбрать из них наиболее опасное. При расчетах без применения ЭВМ рекомендуется рассматривать следующие сечения:

идущие от внутренней грани опорной части к точкам приложения сосредоточенных сил (линия 1 на рис. 2.14), к концам отгибов (линия 2), к местам изменения шага хомутов от s_1 к s_2 (линия 3), или толщины стенки (линия 4);

идущие от начала отгибов к точкам приложения сосредоточенных сил (линия 5), к концам отгибов (линия 6), к месту изменения шага хомутов или толщины стенки;

идущие от места изменения шага хомутов к точке приложения сосредоточенных сил (линия 6), к местам изменения толщины стенки (линия 7) или шага хомутов.

Для наглядности отгибы и хомуты, а также соответствующие им возможные опасные наклонные сечения приведены на разных схемах рис. 2.14.

Нормы проектирования мостовых конструкций. Кроме того, предписывают на участках длиной $2h_0$ от опорного сечения делать проверку наклонных сечений, имеющих угол наклона к опорному (вертикальному) сечению 45° для конструкций с ненапрягаемой арматурой и 60° — с напрягаемой. При наличии напрягаемых хомутов следует дополнительно проверить сечения с углом наклона к продольной оси элемента α , определяемым по формуле

$$\alpha = \arctg (\sigma_{mt} / \tau_b), \quad (2.67)$$

где σ_{mt} , τ_t — соответственно главное растягивающее и касательное напряжения в центре тяжести приведенного вертикального сечения, определяемые в расчетах по трещиностойкости.

Для элементов без поперечной арматуры должно выполняться условие

$$Q \leq Q_w^r + Q_b. \quad (2.68)$$

В элементах без поперечной арматуры с верхней наклонной сжатой гранью разрушение бетона над наклонной трещиной может происходить не в конце ее, а в промежуточных сечениях. Характер разрушения при этом отличается от ранее описанных: сжатая зона бетона работает на внецентренное сжатие, разрушение ее начинается с появления трещины, перпендикулярной к наклонной грани, затем происходит излом сжатой зоны бетона (рис. 2.11, г). Для таких элементов рекомендуется вводить в формулу (2.61) среднее значение рабочей высоты h_0 в пределах наклонного сечения [44].

Расчет на действие изгибающего момента. Прочность наклонного сечения на действие изгибающего момента будет обеспечена, если выполняется условие

$$M \leq M_s + M_p + M_w + M_i, \quad (2.69)$$

где M — момент всех внешних сил, расположенных по одну сторону наклонного сечения относительно оси, проходящей через центр тяжести сжатой зоны бетона в конце наклонного сечения; M_s , M_p , M_w , M_i — соответственно изгибающие моменты, которые могут воспринять ненапрягаемая и напрягаемая продольная арматура, хомуты и отгибы.

Принято, что при разрушении от действия изгибающего момента полностью используется несущая способность всей арматуры (кроме продольной арматуры сеток, которую в расчете не учитывают). Условие прочности (2.69) при этом принимает вид (рис. 2.12, б)

$$M \leq R_s A_s z_s + R_p A_p z_p + \Sigma R_s A_{si} z_{si} + \Sigma R_p A_{pi} z_{pi} + \\ + \Sigma R_s A_{sw} z_{sw} + \Sigma R_p A_{pw} z_{pw}, \quad (2.70)$$

где z_s , z_p — расстояния от продольной ненапрягаемой и напрягаемой арматуры до центра тяжести сжатой зоны; z_{si} , z_{pi} — то же от отогнутой арматуры; z_{sw} , z_{pw} — то же для хомутов.

Высоту сжатой зоны наклонного сечения, измеряемую по нормали к продольной оси элемента, определяют из условия равновесия проекций усилий в бетоне сжатой зоны и арматуре на продольную ось элемента; при этом напряжения в бетоне сжатой зоны принимают равными его расчетному сопротивлению на сжатие:

$$R_b A'_b = R_s A_s + R_p A_p + \Sigma R_s A_{si} \cos \alpha_{si} + \Sigma R_p A_{pi} \cos \alpha_{pi} - R_s A'_s - \sigma_{pr} A'_p. \quad (2.71)$$

Из равенства (2.71) определяют площадь сжатой зоны бетона, а затем ее высоту и положение центра тяжести. Полученная при этом высота сжатой зоны должна быть не менее $2a'_s$. В противном случае сжатую арматуру в расчете не учитывают.

Если напрягаемая поперечная арматура (отгибы и хомуты) не имеет сцепления с бетоном, то в формулах (2.70) и (2.71) вместо ее расчетного сопротивления следует принимать установившееся напряжение, т. е. с учетом потерь, характерных для рассматриваемой стадии работы конструкции.

На действие изгибающего момента проверяют те же наклонные сечения, что и в расчетах на действие поперечной силы: начинающиеся в растянутой зоне у грани опорной части, у начала отгибов, в местах изменения шага хомутов и толщины стенки (см. рис. 2.14). Дополнительно проверяют сечения, начинающиеся у внутренних анкеров напрягаемой арматуры или в местах обрыва стержней ненапрягаемой арматуры.

Если в сечении, наряду с поперечной силой и изгибающим моментом, действует сжимающая или растягивающая продольная сила N , ее влияние учитывают и при определении высоты сжатой зоны, добавляя в правую часть равенства (2.71) силу N с соответствующим знаком, и при определении прочности наклонного сечения по условию (2.70).

2.4. РАСЧЕТ ПО ПРОЧНОСТИ ПРОСТРАНСТВЕННЫХ СЕЧЕНИЙ

Исходные предпосылки. Из теории сопротивления материалов известно, что при кручении круглого стержня из материала, прочность которого при растяжении меньше, чем при сдвиге, разрушение начинается с появления спиральных трещин, наклонных под углом 45° к оси стержня. Разрушение стержня происходит по пространственной винтовой поверхности. Пространственный характер поверхности разрушения наблюдается и при других формах поперечного сечения в результате действия крутящего момента в сочетании с изгибающим моментом и поперечной силой.

Напряженное состояние железобетонных элементов в предельном состоянии при одновременном действии крутящего момента, изгибающего момента и поперечной силы пока еще не получило полного и всестороннего исследования. Поэтому в практических расчетах пространственных сечений принят ряд допущений, основанных на результатах экспериментальных исследований:

сопротивление бетона растяжению принимают равным нулю;

сжатая зона бетона представляется плоскостью, перпендикулярной сжатой грани элемента и направленной под углом к его продольной оси;

напряжения в бетоне сжатой зоны принимают равномерно распределенными по всей площади сжатой зоны, направленными перпендикулярно к этой площади и равными $R_b \sin^2\theta$ (при таком допущении напряжения в бетоне по площадкам, нормальным к продольной оси элемента, равны R_b);

в расчетах учитывают поперечную арматуру только в виде замкнутых хомутов (арматуру сеток в расчетах прочности пространственных сечений не учитывают);

растягивающие напряжения в продольной ненапрягаемой и напрягаемой арматуре, пересекающей растянутую зону пространственного сечения, принимают равными R_s и R_p , а в соответствующей поперечной арматуре — R_{sw} и R_{pw} ;

напряжения в ненапрягаемой арматуре, расположенной в сжатой зоне сечения, принимают равными R_s , в напрягаемой арматуре — σ_{pc} .

Следует также заметить, что в известной степени условной является и модель разрушения по пространственному сечению, положенная в основу практических расчетов таких сечений. Поэтому при действии на элемент крутящих моментов, кроме расчетов, связанных с кручением, должны быть сделаны все необходимые проверки прочности нормальных сечений на действие изгибающих моментов и наклонных сечений на действие изгибающих моментов и поперечных сил в соответствии с § 2.2 и 2.3.

Наиболее разработанными и обоснованными экспериментально являются элементы из обычного железобетона с прямоугольной и кольцевой формой поперечного сечения. Ниже приводятся практические способы расчета таких элементов. Для расчета элементов из обычного железобетона таврового и двутаврового сечений можно воспользоваться рекомендациями, приведенными в работе [49].

Элементы прямоугольного сечения. В результате одновременного действия крутящего момента, изгибающего момента и поперечной силы возможны три схемы расположения сжатой зоны при разрушении элемента по пространственному сечению: у сжатой от изгиба грани элемента (первая схема, рис. 2.15, а), у грани элемента, параллельной плоскости действия момента M (вторая схема, рис. 2.15, б) и у растянутой от действия M грани (третья схема, рис. 2.15, в). Расчет должен быть выполнен для всех трех расчетных схем.

Прочность пространственного сечения будет обеспечена, если выполняется условие

$$T \leq R_s A_s (h_0 - 0,5x) (1 + \varphi_w \delta \lambda^2) / (\varphi_q \lambda + \kappa). \quad (2.72)$$

Высоту сжатой зоны x при этом определяют из условия равенства нулю проекций всех внутренних сил на продольную ось элемента:

$$x = (R_s A_s - R_s A'_s) / (R_b b). \quad (2.73)$$

В формулах (2.72), (2.73) A_s , A'_s — площади поперечного сечения продольной арматуры, расположенной при рассматриваемой расчетной схеме соответственно в растянутой и сжатой зонах сечения; h_0 — рабочая высота сечения, соответствующая рассматриваемой расчетной схеме; $\delta = b' / (2h + b)$ — коэффициент, характеризующий соотношения между размерами сечения элемента, перпендикулярного к его продольной оси; b , h — размеры граней элемента, соответственно параллельных и перпендикулярных линий, ограничивающих сжатую зону; $\lambda = c/b$ (c — длина проекции линии, ограничивающей сжатую зону бетона, на продольную ось элемента).

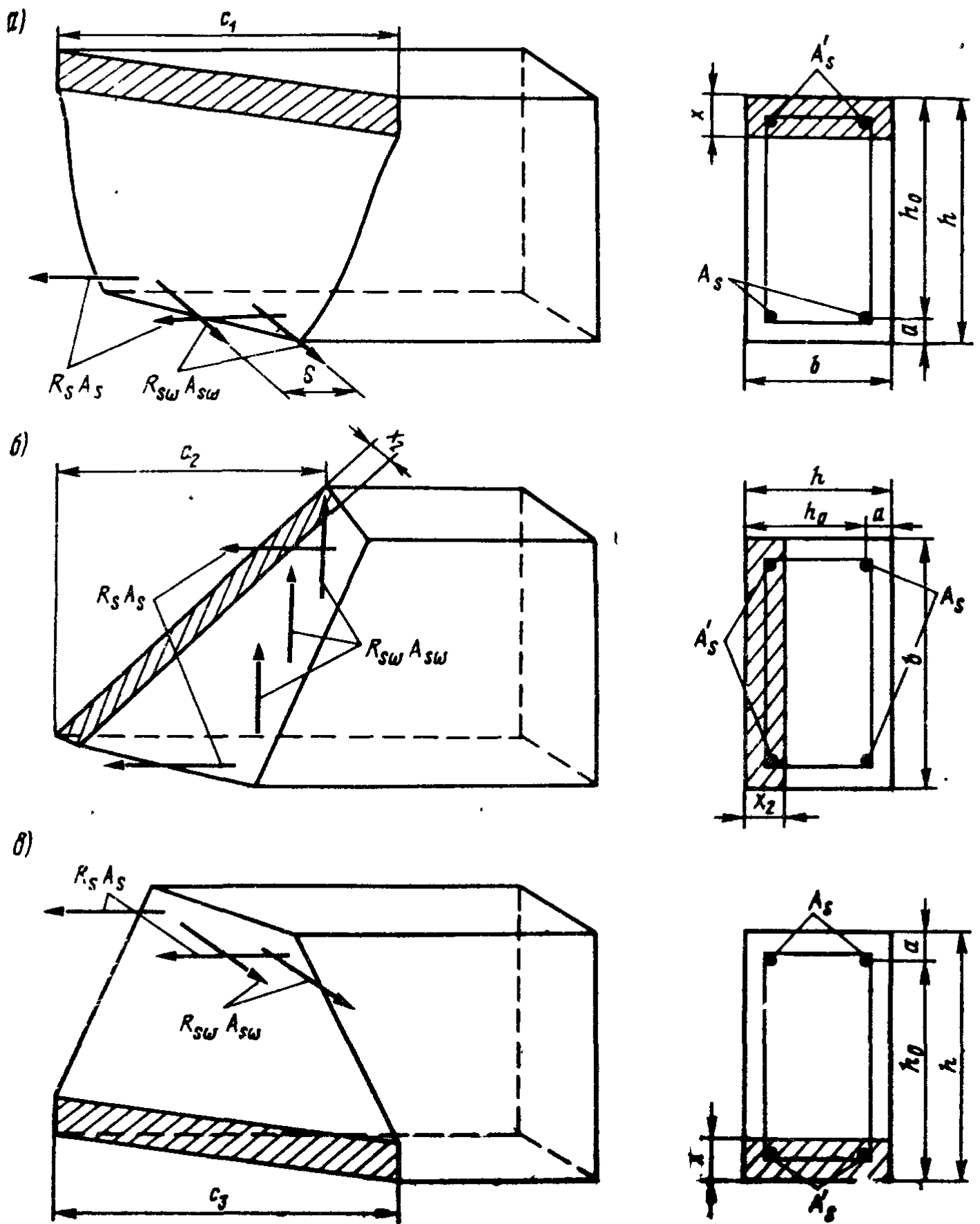


Рис. 2.15. Расчетные схемы пространственных сечений в зависимости от расположения сжатой зоны:

a — у сжатой от изгиба грани; b — у грани элемента, параллельной плоскости действия изгибающего момента; $в$ — у растянутой от изгиба грани

Расчетом должна быть обеспечена прочность наиболее опасного пространственного сечения, характеризуемого значением s , которое определяется в общем случае последовательными приближениями. В первую очередь следует рассмотреть пространственные сечения, начинающиеся от нормальных сечений с наибольшим крутящим моментом $T_{\max}$ и с наибольшим изгибающим моментом $M_{\max}$. Затем с учетом изменения поперечного сечения и армирования рассматривают пространственные сечения, начинающиеся в других местах по длине элемента. Во всех случаях величина s должна быть не более $2h + b$. При этом пространственное сечение не должно выходить за пределы участка с однозначными значениями крутящего момента T .

Коэффициент φ_w характеризует соотношения между поперечной и продольной арматурой. Его подсчитывают по формуле

$$\varphi_w = \frac{R_{sw} A_{sw1}}{R_s A_s} \frac{b}{s}, \quad (2.74)$$

но ограничивают следующими значениями:

$$\begin{aligned} \varphi_{w, \min} &= \frac{0,5}{1 + M/(2\varphi_w M_u)}; \\ \varphi_{w, \max} &= 1,5 (M_u - M)/M_u. \end{aligned} \quad (2.75)$$

В формулах (2.74), (2.75): A_{sw1} — площадь одного стержня хомута; s — расстояние между хомутами; M — изгибающий момент (при расчете по рис. 2.15, б принимают $M = 0$, а по рис. 2.15, в — со знаком «минус»); M_u — предельный изгибающий момент, воспринимаемый нормальным сечением и подсчитываемый в соответствии с рекомендациями § 2.2.

Если подсчитанное по формуле (2.74) значение φ_w окажется меньше $\varphi_{w, \min}$, то значение усилий $R_s A_s$ в формулах (2.72) и (2.73) умножают на отношение $\varphi_w / \varphi_{w, \min}$.

Коэффициенты φ_q и κ характеризуют соотношения между действующими усилиями T , M , Q . Значения их принимают в зависимости от расчетной схемы:

$$\begin{aligned} \varphi_q &= 1; \quad \kappa = M/T \quad (\text{см. рис. 2.15, а}); \\ \varphi_q &= 1 + Qh/(2T); \quad \kappa = 0 \quad (\text{см. рис. 2.15, б}); \\ \varphi_q &= 1; \quad \kappa = -M/T \quad (\text{см. рис. 2.15, в}). \end{aligned}$$

Если выполняется условие $T \leq 0,5 Qb$, расчет по рис. 2.15, заменяют проверкой выполнения условия

$$Q \leq Q_{sw} + Q_b - 3T/b, \quad (2.76)$$

где b — ширина грани сечения, перпендикулярной плоскости изгиба.

Значения входящих в формулу (2.76) поперечных сил, воспринимаемых хомутами Q_{sw} , бетоном сжатой зоны Q_b , определяют по § 2.3.

В рассмотренных выше расчетах принимают абсолютные значения T , M и Q , определенные в сечении, нормальном к продольной оси элемента и проходящем через центр тяжести сжатой зоны пространственного сечения (см. рис. 2.15). Но в формуле (2.75), как было указано

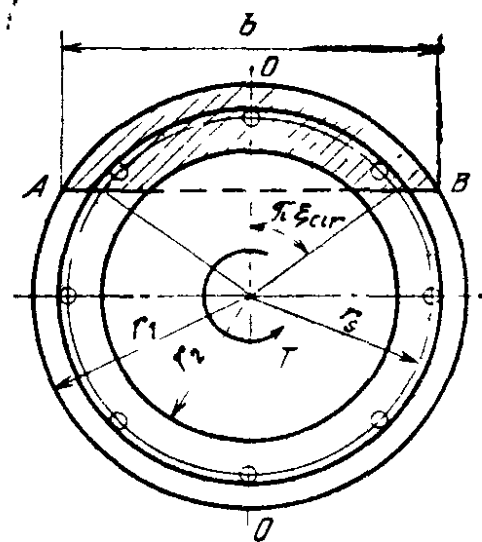
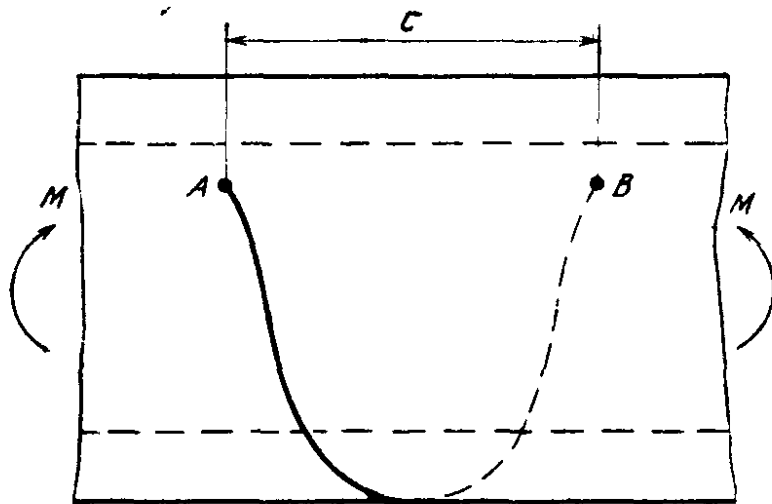


Рис. 2.16. Схема для расчета прочности пространственного сечения элемента кольцевого поперечного сечения

при расчетах по рис. 2.15, в изгибающий момент вводят со знаком «минус».

При действии крутящего момента, кроме разрушения по пространственному сечению, возможно разрушение бетона в результате его сжатия между спиральными трещинами. Проверку на этот вид разрушения производят по условию,

$$T \leq 0,1 R_b b h_0^2, \quad (2.77)$$

где b и h — соответственно меньший и больший размеры поперечного сечения, нормального к оси элемента.

Значения R_b в условиях (2.77) для бетонов классов выше В30 принимают, как для класса В30.

Элементы кольцевого сечения. Рассматривается элемент кольцевого сечения, ограниченного внешней окружностью радиусом r_1 и внутренней радиусом r_2 . Элемент армирован стержнями продольной арматуры (число стержней не менее шести), равномерно распределенными по окружности радиусом r_s (рис. 2.16). Прочность пространственного сечения такого элемента будет обеспечена, если выполнено условие [49]

$$T + Mb/c \leq M_u b/c + \beta R_{su} A_{sr1} r_s c/s, \quad (2.78)$$

где b — ширина проекции линии, ограничивающей сжатую зону бетона, на поперечное сечение элемента;

$$b = 2 \sqrt{r_1^2 - [r_s \cos(\pi \xi_{cir})]^2}; \quad (2.79)$$

c — длина проекции линии, ограничивающей сжатую зону, на продольную ось элемента; M_u — предельный изгибающий момент при чистом изгибе, определяемый в соответствии с §2.2; β — коэффициент;

$$\beta = 1 - \frac{b}{2\pi r_s (1 - \xi_{cir})} \left[\frac{\sin(\pi \xi_{cir})}{\pi (1 - \xi_{cir})} + \cos(\pi \xi_{cir}) \right]; \quad (2.80)$$

A_{sr1} — площадь сечения одного стержня спиральной (кольцевой) арматуры; s — шаг спирали или расстояние между кольцами кольцевой арматуры.

В формулах (2.79), (2.80) ξ_{cir} — относительная площадь сжатой зоны бетона определяемая по рекомендациям § 2.2 при $N = 0$.

Наиболее невыгодное сечение, характеризующееся величиной c , находят методом попыток. При этом длина проекции c не должна быть более $2\pi r_1 (1 - \xi_{cir})$ и пространственное сечение должно находиться в пределах участка с одним знаком крутящего момента T .

Для отыскания наиболее невыгодного значения c у элементов с постоянным по длине сечением можно использовать следующие рекомендации. В первую очередь проверяют прочность пространственного сечения, начинающегося от нормального сечения, в котором действует наибольший крутящий момент T_{max} , а при постоянном по длине крутящем моменте — начинающегося от нормального сечения с наибольшим изгибающим моментом M_{max} . В последнем случае длина проекции наиболее невыгодного сечения может быть определена по формуле

$$c = 2b (M_u - M_{max}) / (T - Qb/2). \quad (2.81)$$

При недостаточных размерах элемента его разрушение может произойти в результате раздавливания бетона между спиральными трещинами. Для предотвращения такого вида разрушения должно выполняться условие

$$T \leq 0,08 R_b \pi (r_1^3 - r_2^3). \quad (2.82)$$

2.5. РАСЧЕТ НА МЕСТНОЕ ДЕЙСТВИЕ НАГРУЗКИ

Расчет коротких консолей. Короткими считают консоли, у которых $l \leq 0,9h_0$ (рис. 2.17). На консоль действует сила F , передающаяся через опорную площадку длиной l_{sup} . Рассматривают три возможных вида разрушения: за счет раздавливания бетона по наклонной сжатой полосе, в результате исчерпания несущей способности продольной арматурой, расположенной под опорной площадкой, и путем скалывания бетона по плоскому или цилиндрическому сечению.

Для предотвращения разрушения консоли первого вида принимают расчетную схему, по которой прочность консоли определяется прочностью условного наклонного сжатого элемента сечением $l_b \times b$. Наклон этого элемента определяется углом θ наклона линии, соединяющей внешнюю грань опорной площадки на уровне растянутой арматуры с низом консоли в месте примыкания ее к колонне (к стенке). Прочность консоли по такой расчетной схеме будет обеспечена при выполнении условия

$$F \leq 0,8 \varphi_w R_b b l_b \sin \theta, \quad (2.83)$$

где b — ширина консоли; $l_b = l_{sup} \sin \theta$.

В формуле (2.83) коэффициентом 0,8 учтена условность принятой расчетной схемы, а коэффициент φ_w учитывает повышение несущей способности выделенного сжатого элемента хомутами. Его подсчиты-

вают по формуле

$$\varphi_w = 1 + 5n_{1s}\mu_{sw},$$

в которой

$$\mu_{sw} = A_{sw}/bs_w.$$

Расстояние между хомутами s_w измеряют по нормали к ним. При этом учитывают хомуты, направленные параллельно опорной площадке или под углом не более 45° к ней.

Проецируя силу F и усилия в арматуре на нормаль к оси выделенного условного элемента, имеем

$$F \cos \theta = R_s A_s \sin \theta.$$

Поэтому несущая способность продольной арматуры будет достаточной, когда

$$F \leq R_s A_s \operatorname{tg} \theta, \quad (2.84)$$

или

$$F \leq R_s A_s h_0 / l_1, \quad (2.84a)$$

где l_1 — расстояние от наружной грани опорной части до места примыкания консоли к колонне или стенке.

Если на консоль опирается неподвижная опорная часть, в которой возникает горизонтальная опорная реакция F_h , то условие достаточности армирования консоли продольной арматурой принимает вид

$$F l_1 / h_0 + F_h \leq R_s A_s. \quad (2.85)$$

Прочность на скалывание по вертикальному сечению 0—0 будет обеспечена при выполнении условия

$$F \leq m R_{bt} b h_0. \quad (2.86)$$

Коэффициент m подсчитывают по формуле (2.65).

В практике эксплуатации железобетонных конструкций наблюдаются скалывания углов элементов по криволинейным поверхностям. С некоторым приближением можно считать, что скалывание происходит по цилиндрическим поверхностям, нормальным к граням элемента. При таком допущении прочность на скалывание цилиндрического сечения, начинающегося у грани опорной части, будет обеспечена при выполнении условия (рис. 2.18)

$$F \leq 0,5 m \pi r_1 b R_{bt}, \quad (2.87)$$

когда цилиндрическое сечение выходит на вертикальную грань, и

$$F \leq m \alpha r_2 b R_{bt}, \quad (2.87a)$$

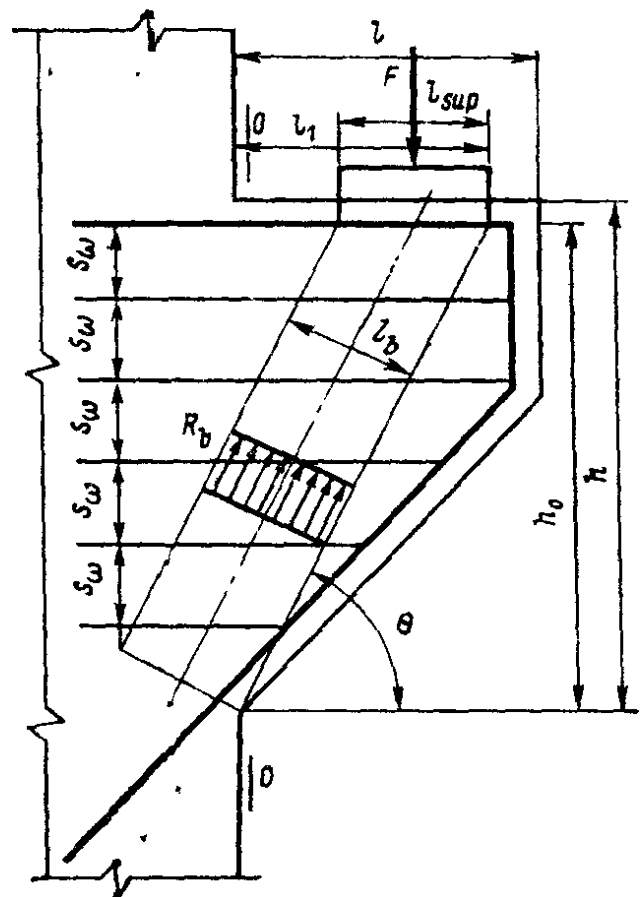


Рис. 2.17 Схема для расчета коротких консолей по прочности

когда цилиндрическое сечение проходит между горизонтальной и наклонной гранями элемента.

В условиях (2.87) и (2.87а): r_1, r_2 — радиусы соответствующих цилиндрических поверхностей; α — угол между горизонтальной и наклонной гранями элемента.

Аналогичным образом рассчитывают концы балок и консолей, имеющих подрезки (рис. 2.19). У внутреннего угла подрезки возникает концентрация напряжений. Поэтому у конца подрезки следует устанавливать хомуты и отгибы, необходимую площадь которых определяют из условия [49]

$$(A_{sw0} + \Sigma A_{si} \sin \theta) R_{sw} \leq F (1 - h_{01}/h_0), \quad (2.88)$$

где A_{sw0} — площадь сечения хомутов, расположенных у конца подрезки на участке длиной не более $h_{01}/4$; ΣA_{si} — площадь сечения отогнутых стержней, расположенных у внутреннего угла подвески; h_{01}, h_0 — соответственно рабочая высота в короткой консоли и балке вне подрезки.

При определении прочности короткой консоли по сжато-му бетону с использованием формулы (2.83) направление условного сжатого элемента, определяющее угол θ , принимают по линии, проходящей от на-

ружного края площадки опирания до равнодействующей усилий в хомутах площадью A_{sw0} на уровне сжатой продольной арматуры.

Прочность вертикального сечения, проходящего через вершину угла подрезки, проверяют по условию (2.86) при $h_0 = h_{01}$, а достаточность армирования продольной арматурой — по условиям (2.84), (2.85), принимая l_1 равным расстоянию от внешней грани опорной части до равнодействующей усилий в хомутах A_{sw0} . Кроме того, необходимо проверить на прочность по поперечной силе и изгибающему моменту наклонные сечения, начинающиеся от внутреннего конца площадки опирания и вершины угла подрезки, в соответствии с рекомендациями § 2.3.

Расчет на местное сжатие (смятие). Местное сжатие (смятие) в мостовых конструкциях наблюдается под опорными частями, в местах опирания конструкций на отдельные стойки или при опирании стоек на фундаменты, в местах

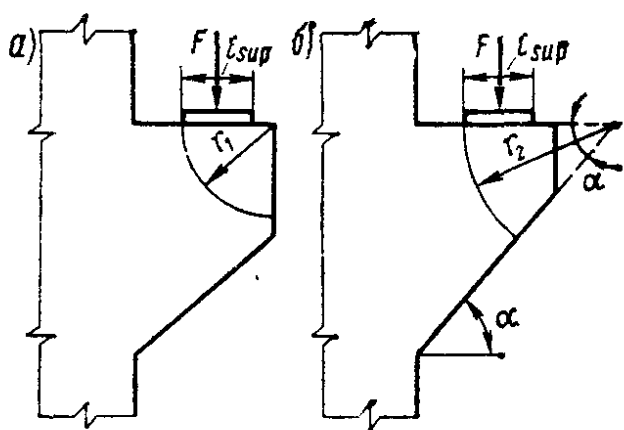


Рис. 2.18. Схемы для расчета коротких консолей на скалывание при выходе поверхности скалывания на вертикальную грань (а) и на наклонную грань (б)

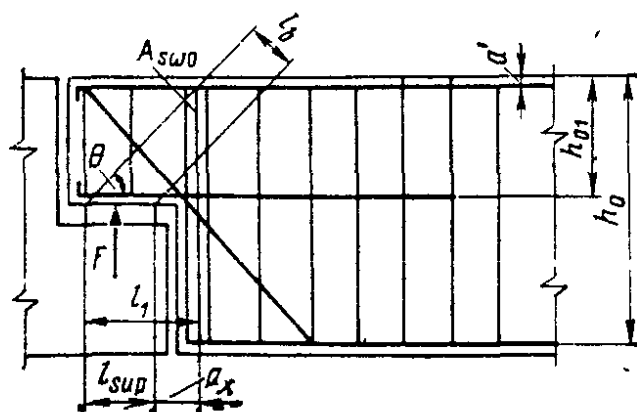


Рис. 2.19. Схема для расчета элемента с подрезкой

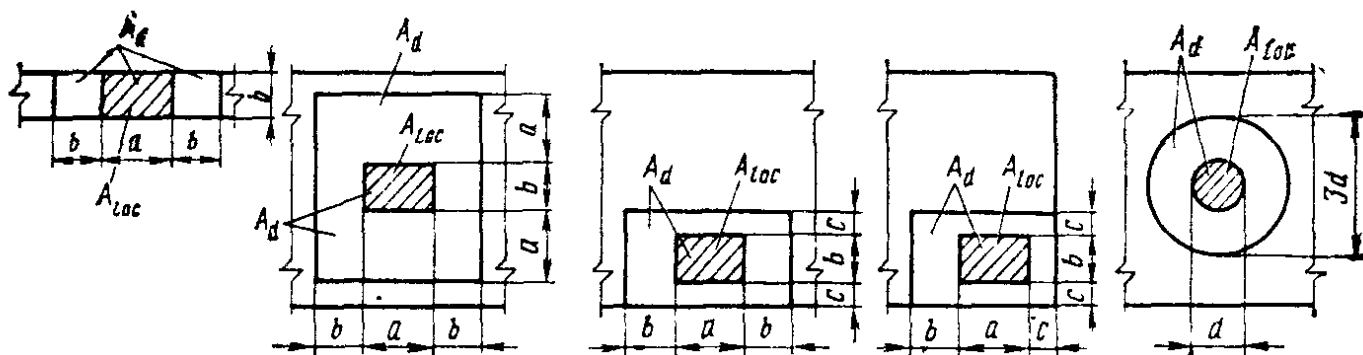


Рис. 2.20. Расположение и значения расчетных площадей в расчетах на смятие

приложения значительных сил, распределяющихся на небольшие площадки (например, под анкерными устройствами предварительно напрягаемых элементов). Часто участки элементов конструкций, подвергающихся местному сжатию (смятию), усиливают косвенным армированием в виде арматурных сеток. Количество сеток должно быть не менее двух при расстоянии между ними не менее 6 см, не более $\frac{1}{3}$ наименьшего расстояния между крайними стержнями сеток и не более 10 см.

При отсутствии косвенного армирования условие прочности на местное смятие имеет вид

$$F \leq \varphi_{loc} A_{loc} R_{b,loc}, \quad (2.89)$$

где F — расчетная сжимающая сила; φ_{loc} — коэффициент, учитывающий характер распределения усилий над опорной площадкой (при равномерном распределении усилий по площади смятия $\varphi_{loc} = 1,0$, при неравномерном $\varphi_{loc} = 0,75$); A_{loc} — площадь смятия; $R_{b,loc}$ — расчетное сопротивление бетона смятию;

$$R_{b,loc} = 13,5 \varphi_{loc,1} R_{bt}; \quad (2.90)$$

$$\varphi_{loc,1} = \sqrt[3]{A_d/A_{loc}} \leq 1,5. \quad (2.91)$$

В формулах (2.90), (2.91): R_{bt} — расчетное сопротивление бетона растяжению для бетонных конструкций, т. е. принимаемое с коэффициентом 0,9; A_d — расчетная площадь смятия, принимаемая по схемам рис. 2.20.

При наличии косвенного армирования прочность на местное сжатие будет обеспечена при выполнении условия

$$F \leq R_{b,red} A_{loc}. \quad (2.92)$$

Приведенную прочность бетона при этом определяют по формуле

$$R_{b,red} = \varphi_{loc,b} R_b + \mu_{s,xy} \varphi \varphi_{loc,s} R_s,$$

$$\text{где } \varphi_{loc,b} = \sqrt[3]{A_d/A_{loc}} \leq 3;$$

$\mu_{s,xy}$, φ — соответственно коэффициент армирования сетками и коэффициент эффективности армирования, подсчитываемые по формулам (2.52), (2.53); $\varphi_{loc,s}$ — коэффициент, учитывающий влияние косвенного армирования в зоне местного сжатия;

$$\varphi_{loc,s} = 4,5 - 3,5 A_{loc}/A_{ef};$$

A_{ef} — площадь сечения бетона, заключенного внутри контура сеток (см. § 2.2), причем $A_{loc} < A_{ef} \leq A_d$.

Расчет на продавливание. Расчет на продавливание требуется при определении несущей способности плиты проезжей части пролетных строений при действии на нее сосредоточенных нагрузок. Такими нагрузками могут быть давление колеса подвижного состава, а в стадии строительства — сосредоточенные силы, передающие от различных приспособлений, кранов. Такой расчет требуется также при определении несущей способности плитных пролетных строений, опирающихся на отдельные колонны (стоечное опирание) [21], при определении прочности фундаментов под отдельные стойки и в некоторых других случаях.

Сила F , действующая на плиту, всегда распределена по некоторой площадке. На основании опытных данных принято, что если нет каких-либо ограничений, продавливание происходит по поверхности усеченной пирамиды, верхним основанием которой является площадка, через которую происходит опирание силы F , а боковые стороны направлены под углом 45° к поверхности продавливания (рис. 2.21, а).

При отсутствии поперечной арматуры сила F должна быть полностью воспринята бетоном, т. е. должно быть выполнено условие

$$F \leq F_b, \quad (2.93)$$

в котором

$$F_b = R_b u_m h_0. \quad (2.94)$$

В формуле (2.94) u_m — полусумма периметра верхнего и нижнего оснований пирамиды продавливания в пределах рабочей высоты сечения.

Продавливающую силу F принимают равной силе, действующей на пирамиду продавливания (на опорную площадку), за вычетом нагрузок, приложенных к большему основанию пирамиды A_{inf} , которое

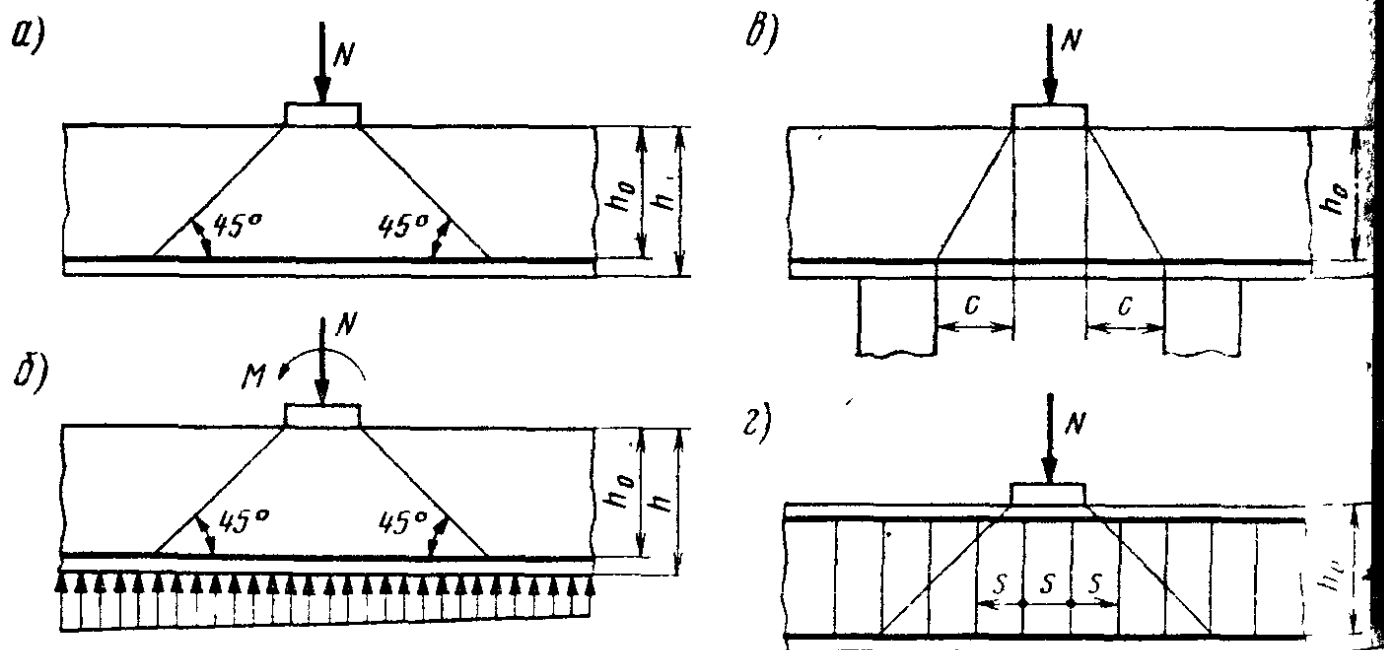


Рис 2.21. Схемы для расчета плиты на продавливание:

а — в общем случае; б — при наличии распределенной нагрузки, действующей на нижнюю поверхность плиты; в — при ограничении поверхности продавливания; г — при наличии хомутов

определяют в плоскости расположения растянутой арматуры. Таким образом, для расчетной схемы по рис. 2.21, а $F = N$, а для расчетной схемы по рис. 2.21. б

$$F = N - \sigma_m A_{inf},$$

где σ_m — среднее давление на большее основание пирамиды разрушения в пределах площади A_{inf} .

Возможны случаи, когда схемы загрузки и опирания плиты таковы, что продавливание не может происходить по поверхностям пирамиды с углом наклона боковых граней 45° (рис. 2.21, в). При этом несущая способность на продавливание повышается, что может быть учтено коэффициентом $m = h_0/c$ (но не более 2,5), где c — длина проекции боковой грани пирамиды продавливания на ее основание. В этом случае величину u_m подсчитывают для фактической пирамиды продавливания.

Прочность плиты на продавливание может быть повышена путем установки хомутов, нормальных к плоскости плиты (рис. 2.21, г). Влияние хомутов учитывают следующим образом:

$$F \leq F_b + 0,8F_{sw}, \quad (2.95)$$

но при этом F должно быть не более $2F_b$.

В условии (2.95) $F_{sw} = R_{sw} \Sigma A_{sw}$ — сумма усилий, воспринимаемых хомутами, пересекающими боковые грани пирамиды продавливания. При этом расчетное сопротивление R_{sw} всегда принимают как для арматуры класса А-I, т. е. $R_{sw} = 160$ МПа для железнодорожных мостов и $R_{sw} = 168$ МПа для автодорожных.

Для учета поперечной арматуры должно выполняться условие $F_{sw} \geq 0,5 F_b$. Кроме того, должны быть выполнены следующие конструктивные требования [49]: расстояния между хомутами в зоне продавливания s должны быть не более $1/3$ высоты плиты h и не более 200 мм.

В работе [25] показано, что прочность на продавливание при наличии хомутов зависит от длины проекций замкнутых наклонных трещин на нижнюю поверхность плиты, и предложена методика расчета, подобная расчету изгибаемых элементов на поперечную силу. При этом рассматриваются, как и в расчетах прочности наклонных сечений балок при действии поперечной силы, две установленные опытом схемы разрушения: отрыв части плиты, ограниченной замкнутой наклонной трещиной, и раздавливание сжатого бетона между трещинами. Предложенный в этой работе способ расчета плит на продавливание может быть применен и для расчета мостовых конструкций.

В узких балках и узких плитах возможно продавливание за счет разрушения бетона по двум граням пирамиды (рис. 2.22). В этом случае необходим дополнительный расчет на действие поперечной силы. При этом могут быть использованы рекомендации, приведенные в работе [7]. Если ширина площадки опирания равна расстоянию между

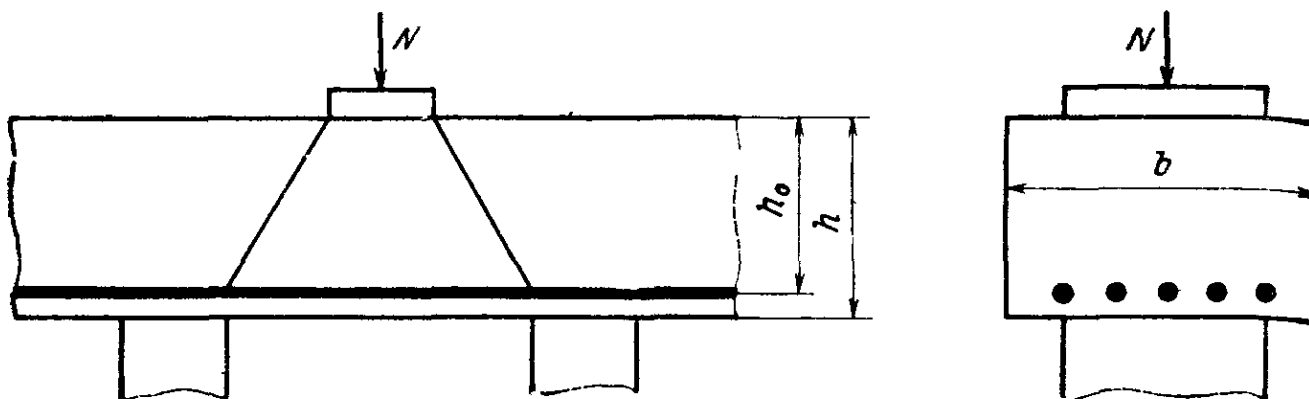


Рис. 2.22. Схема для расчета на продавливание узких плит

стойками (стенками), на которые происходит опирание, или близка к нему, то необходимо сделать проверку на непосредственный срез по вертикальным плоскостям:

$$F \leq 2bhR_{b, \text{cut}}, \quad (2.9)$$

где b , h — соответственно ширина и высота плиты (балки).

Приведенные выше рекомендации по расчету плит на продавливание не обеспечивают достаточной надежности конструкции, когда сосредоточенная нагрузка действует у края или у угла плиты. В мостовых конструкциях подобное нагружение возникает при расположении края плиты проезжей части опор осветительной сети или тяжелых стоек перильного ограждения. Рекомендации по расчету плит на краевое (угловое) продавливание, основанные на экспериментальных данных, приведены в работе [24]. В сложных случаях, когда схема разрушения не очевидна, следует сделать проверку прочности по всем возможным схемам, т. е. на центральное, краевое, угловое продавливания.

2.6. РАСЧЕТ НА ВЫНОСЛИВОСТЬ

Исходные предпосылки. Для материалов, применяемых в железобетонных конструкциях (стали, бетона), характерно явление, называемое усталостным разрушением. Эти материалы при возникновении в конструкции переменных напряжений после некоторого числа циклов их изменений хрупко разрушаются, если максимальные напряжения превысят некоторую величину, называемую пределом выносливости (см. § 1.1). Эта величина может быть значительно ниже предела прочности. Она зависит от ряда факторов, в первую очередь от асимметрии цикла повторяющихся напряжений, т. е. от отношения минимальных напряжений к максимальным, от наличия концентраторов напряжений и др.

Наиболее существенно изменение напряженного состояния конструкции при действии нагрузок от подвижного состава железных дорог. Поэтому на выносливость рассчитывают пролетные строения железно-

дорожных и совмещенных мостов, а также мостов метрополитенов всегда, а железобетонные опоры — лишь в том случае, когда коэффициент асимметрии цикла напряжений в бетоне превышает 0,6, а в арматуре 0,7.

По действующим нормам проектирования мостовых конструкций на выносливость рассчитывают только нормальные сечения. Однако опыт эксплуатации железнодорожных мостов показывает, что в железобетонных пролетных строениях нередко возникают наклонные трещины. Нормы проектирования мостовых конструкций допускают появление таких трещин, ограничивая ширину их раскрытия. Наклонные трещины резко увеличивают напряжения в поперечной арматуре, что вызывает опасность усталостного разрушения хомутов и отгибов. Наиболее вероятно такое разрушение в элементах предварительно напряженных конструкций с тонкими стенками. Поэтому имеются предложения делать проверку выносливости поперечной арматуры в стенках изгибаемых балок из предварительно напряженного железобетона [23, 67]. В силу недостаточной изученности этого вопроса в практических расчетах мостовых конструкций в соответствии с нормами их проектирования наклонные сечения в настоящее время на выносливость не проверяют, считая, что она будет обеспечена при выполнении установленных СНиП 2.05.03-84 конструктивных мер в сочетании с расчетами по прочности и трещиностойкости.

Расчет на выносливость сводится к ограничению напряжений в бетоне и арматуре соответствующими расчетными сопротивлениями. Условия выносливости нормальных сечений имеют вид

$$\sigma_{b,\max} \leq R_{bf}; \quad \sigma_{s,\max} \leq R_{sf}; \quad \sigma_{p,\max} \leq R_{pf}. \quad (2.97)$$

На выносливость не проверяют арматуру, работающую только на сжатие, и бетон растянутой зоны.

Как показано в § 1.1, бетон после ряда циклов нагрузка — разгрузка начинает вести себя как упругий материал, поэтому в расчетах на выносливость могут быть использованы исходные предпосылки, принятые в сопротивлении упругих материалов (закон Гука, гипотеза плоских сечений). Для элементов из предварительно напряженного железобетона гипотеза плоских сечений считается справедливой для всех нормальных сечений, а для элементов из обычного железобетона при возможности появления нормальных трещин — для сечений, проходящих через трещину.

Расчет элементов из обычного железобетона. В мостовых конструкциях из обычного железобетона допускается раскрытие трещин в растянутой зоне. Наибольшие напряжения как в бетоне, так и в арматуре возникают в сечении с трещиной. В основу расчета элементов, в сечениях которых возникают растягивающие напряжения, положена стадия II напряженного состояния (см. рис. 1.6). При этом принимают, что растянутый бетон полностью выключился из работы сечения и все растягивающее усилие воспринимается арматурой. Напряжения в бетоне сжатой зоны изменяются по линейному закону.

С учетом изложенного наибольшие напряжения в бетоне и арматуре изгибаемых элементов определяют по формулам:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{b,\max} &= M_{f,\max} x' / I_{red}; \\ \sigma_{s,\max} &= n' M_{f,\max} (h_u - x') / I_{red}, \end{aligned} \right\} \quad (2.98)$$

где x' — высота сжатой зоны; I_{red} — приведенный к бетону момент инерции сечения; h_u — расстояние от крайнего ряда растянутой арматуры до сжатой грани; n' — отношение модуля упругости ненапрягаемой арматуры к модулю упругости бетона с учетом его виброползучести.

Виброползучесть бетона зависит от многих факторов. Наиболее существенно она зависит от его прочности, что учитывают при нормировании значения n' , которое принимают для бетона класса В20 равным 22,5, для классов В22,5 и В20—20, для класса В27,5—17, для классов В30 и В35—15, для классов В40 и выше — 10.

Для определения расчетных сопротивлений бетона и арматуры на выносливость необходимо знать и минимальные напряжения в них для определения характеристик циклов повторяющихся напряжений:

$$\rho_b = \sigma_{b,\min} / \sigma_{b,\max} \text{ и } \rho_s = \sigma_{s,\min} / \sigma_{s,\max};$$

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{b,\min} &= M_{f,\min} x' / I_{red}; \\ \sigma_{s,\min} &= n' M_{f,\min} (h_u - x') / I_{red}. \end{aligned} \right\} \quad (2.99)$$

Здесь возможны два случая: когда $M_{f,\max}$ и $M_{f,\min}$ имеют один знак и когда они разных знаков.

В первом случае (рис. 2.23, а, б) момент инерции приведенного сечения I_{red} в формулах (2.98), (2.99) имеет одно и то же значение, а максимальные и минимальные напряжения как в бетоне, так и в арматуре.

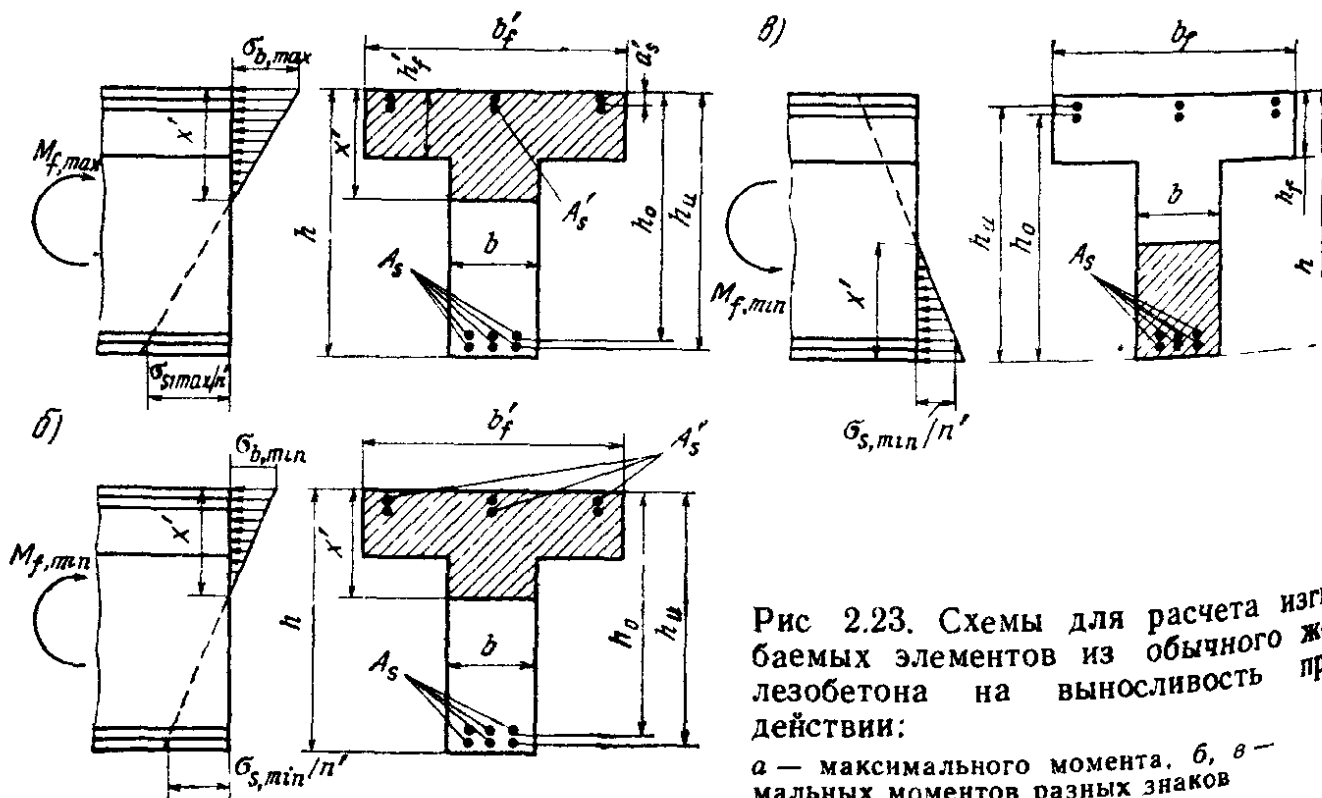


Рис 2.23. Схемы для расчета изгибаемых элементов из обычного железобетона на выносливость при действии:

а — максимального момента, б, в — минимальных моментов разных знаков

тире будут одного и того же знака. Следовательно, в этом случае $\rho_b = \rho_s = M_{f, \min} / M_{f, \max} > 0$.

Во втором случае (рис. 2.23, а, в) в формулах (2.98), (2.99) I_{red} имеет разное значение в силу того, что положение сжатой зоны при $M_{f, \max}$ и $M_{f, \min}$ будет разным. При этом $\rho_b = 0$, так как принято допущение, что растянутый бетон в расчетах на выносливость не учитывают. При определении характеристики ρ_s напряжения $\sigma_s, \min$ и $\sigma_s, \max$ соответствуют наименьшим и наибольшим по абсолютному значению значениям напряжения в арматуре, но со своими знаками. Поэтому в рассматриваемом случае всегда $\rho_s < 0$. Когда момент в сечении изгибаемого элемента меняет знак, на выносливость нужно проверять как верхнюю, так и нижнюю арматуру.

Для изгибаемых элементов произвольного сечения положение нейтральной оси, проходящей через центр тяжести приведенного сечения, может быть определено из условия равенства нулю статического момента всего сечения:

$$S_b + n' S'_s - n' S_s = 0, \quad (2.100)$$

где S_b, S'_s, S_s — статические моменты соответственно площади сжатой зоны бетона, площади сжатой и растянутой арматуры относительно нейтральной оси

Подставляя в выражение (2.100) значения статических моментов для таврового сечения (рис. 2.23, а)

$$\left. \begin{aligned} S_b &= 0,5 b'_f (x')^2 - 0,5 (b'_f - b) (x' - h'_f)^2; \\ S'_s &= A'_s (x' - a'_s); \\ S_s &= A_s (h_0 - x') \end{aligned} \right\} \quad (2.101)$$

решая полученное уравнение относительно x' , имеем

$$x' = -r + \sqrt{r^2 + s}, \quad (2.102)$$

где

$$\left. \begin{aligned} r &= [n' (A_s + A'_s) + h'_f (b'_f - b)] / b, \\ s &= [2n' (A_s h_0 + A'_s a'_s) + (h'_f)^2 (b'_f - b)] / b. \end{aligned} \right\} \quad (2.103)$$

Приведенный момент инерции сечения при этом

$$\begin{aligned} I_{red} &= b'_f (x')^3 / 3 - (b'_f - b) (x' - h'_f)^3 / 3 + n' A'_s (x' - a'_s)^2 + \\ &+ n' A_s (h_0 - x')^2. \end{aligned} \quad (2.104)$$

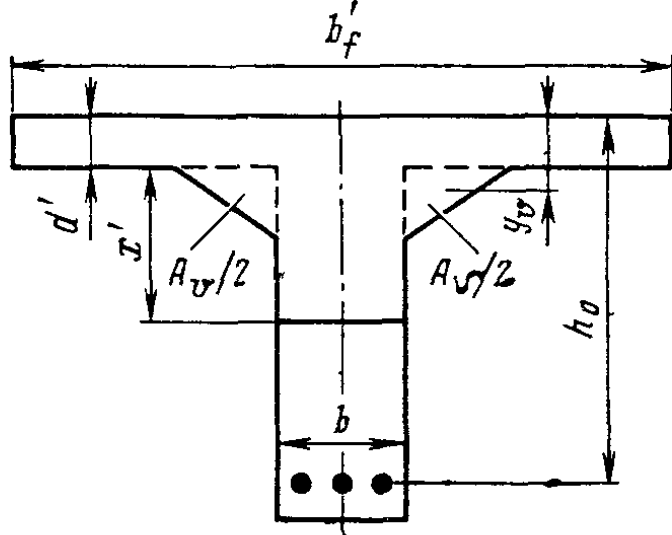


Рис. 2.24. Схема для определения момента инерции приведенного сечения с вутами

Если окажется $x' < h'_f$, это значит, что нейтральная ось проходит в пределах плиты. В этом случае высоту сжатой зоны x' и момент инерции приведенного сечения I_{red} следует определять как для прямоугольного сечения шириной b'_f , т. е. принимать в приведенных выше выражениях $b = b'_f$.

Если при растянутой верхней полке сжатая зона находится в пределах стенки, а также для прямоугольных сечений шириной b , высоту сжатой зоны x' и момент инерции приведенного сечения подсчитывают по тем же формулам при $b'_f = b$.

Элементы коробчатого и П-образного сечения рассчитывают как элементы таврового или двутаврового сечения, принимая в них за величину b суммарную толщину стенок.

Элементы таврового, двутаврового и коробчатого сечений обычно имеют вуты. Если площадь вутов сравнительно невелика, их можно «размазать» по ширине плиты в соответствии с рекомендациями § 2.2, где приведены также указания об ограничении вводимой в расчет ширины плиты b'_f .

При относительно больших вутах такой прием может привести к существенной ошибке. В этом случае нужно подсчитывать площадь обоих вутов A_v , момент инерции этой площади относительно собственной центральной оси I_v и определить расстояние от их центра тяжести до сжатия грани y_v (рис. 2.24). Высоту сжатой зоны x' определяют по формуле (2.102) при

$$\left. \begin{aligned} r &= [n' (A_s + A'_s) + (b'_f - b) d + A_b] / b; \\ s &= [2n' (A_s h_0 + A'_s a'_s) + d^2 (b'_f - b) + 2A_v y_v] / b, \end{aligned} \right\} \quad (2.105)$$

а момент инерции приведенного сечения — по формуле

$$\left. \begin{aligned} I_{red} &= b'_f (x')^3 / 3 - (b'_f - b) (x' - d)^3 / 3 + I_v + A_v (x' - y_v)^2 + \\ &+ n' A'_s (x' - a'_s)^2 + n' A_s (h_0 - x')^2. \end{aligned} \right\} \quad (2.106)$$

В формулах (2.105), (2.106) d — фактическая толщина плиты.

Способ расчета внецентренно сжатых и внецентренно растянутых элементов зависит от места приложения в сечении продольного усилия N_f . Если продольная сжимающая сила N_f не входит за пределы ядра приведенного сечения, все сечение сжато. Максимальное напряжение в бетоне $\sigma_{b, \max}$ и напряжение в наиболее сжатой арматуре σ'_s можно определить по формулам сопротивления упругих материалов, используя геометрические характеристики приведенного сечения:

$$\sigma_{b, \max} = N_f / A_{red} + M_f y / I_{red}; \quad (2.107)$$

$$\sigma'_s = n' (N_f / A_{red} + M_f y'_s / I_{red}). \quad (2.108)$$

В формулах (2.107), (2.108): M_f — момент силы N_f относительно центра тяжести приведенного сечения; A_{red} , I_{red} — площадь и момент инерции приведенного сечения, определяемые по формулам § 3.4, в которых опускаются члены, относящиеся к напрягаемой арматуре, и вместо отношения модуля

упругости арматуры к модулю упругости бетона n_{1s} принимают условное отношение модулей n' , учитывающее виброползучесть бетона; y, y'_s — соответственно расстояние от центра тяжести приведенного сечения до наиболее сжатой грани и до наиболее сжатой арматуры.

При растягивающей продольной силе N_f , линия действия которой проходит в пределах между арматурами A_s и A'_s , все сечение будет растянутым и усилия будут восприняты только растянутой арматурой. Для такого сечения также можно считать справедливой гипотезу плоских сечений. Поэтому напряжения в арматуре следует подсчитывать по формуле

$$\sigma_{s, \max} = N_f / A_0 + M_f y / I_0, \quad (2.109)$$

где M_f — момент силы N_f относительно центра тяжести сечения, включающего в себя только арматуру; A_0, I_0 — геометрические характеристики такого сечения; y — расстояние от центра тяжести сечения до крайнего ряда рассматриваемой арматуры.

В рассматриваемом случае

$$\begin{aligned} A_0 &= A_s + A'_s; \\ I_0 &= A_s A'_s (h_0 - a'_s)^2 / A_0; \end{aligned}$$

расстояние от соответствующей арматуры A_s и A'_s до центра тяжести всего сечения

$$\begin{aligned} y_s &= A'_s (h_0 - a'_s) / A_0; \\ y'_s &= A_s (h_0 - a'_s) / A_0. \end{aligned}$$

Если же сжимающая сила N_f проходит за пределами ядра сечения, то часть сечения будет сжата, а часть — растянута. Положение нейтральной оси в этом случае может быть определено из условия равенства нулю моментов всех внутренних сил относительно оси, проходящей через точку приложения внешней силы N_f . Это условие при любом положении силы N_f и для любой формы поперечного сечения (двутаврового, таврового, коробчатого, прямоугольного) сводится к решению уравнения вида

$$y^3 + py + q = 0, \quad (2.110)$$

где y — расстояние от нейтральной оси до линии действия силы N_f .

Рекомендации по определению коэффициентов p и q приведены ниже.

В расчетах внецентренно сжатых и внецентренно растянутых элементов таврового (двутаврового, коробчатого) сечения, имеющего выты, в практических расчетах используют приведенную толщину плиты (см. § 2.2).

Если сжимающая сила N_f действует вне пределов сечения на расстоянии g от верхней сжатой грани (рис. 2.25, а), то коэффициенты p и q подсчитывают по формулам:

$$\left. \begin{aligned} p &= -3g^2 + 3(b'_f - b)[(g + h'_f)^2 - g^2]/b + 6n'(A_s e_s + A'_s e'_s)/b; \\ q &= 2g^3 - 2(b'_f - b)[(g + h'_f)^3 - g^3]/b - 6n'[A_s e_s^2 + A'_s (e'_s)^2]/b, \end{aligned} \right\} \quad (2.111)$$

а высоту сжатой зоны x' — по формуле

$$x' = y - g. \quad (2.112)$$

Для случая когда сжимающая сила N_f приложена к плите, в формулах (2.118), (2.119) следует принимать $g = -g$

Если растягивающая сила N_f действует вне предела участка между арматурами A_s и A'_s (рис. 2.25, б), расстояние от нейтральной оси до линии действия этой силы может быть определено путем решения уравнения (2.110), в котором

$$\left. \begin{aligned} p &= -3g^2 - 3(b'_f - b)[g^2 - (g - h'_f)^2]/b - 6n'(A_s e_s + A'_s e'_s)/b; \\ q &= 2g^3 + 2(b'_f - b_f)[g^3 - (g - h'_f)^3]/b + 6n'[A_s e_s^2 + A'_s (e'_s)^2]/b, \end{aligned} \right\} \quad (2.113)$$

при этом $x' = g - y$

Кубическое уравнение (2.110) может быть решено методом попыток. Приближенное значение y можно подсчитать по формуле

$$y = \sqrt[3]{-g} - p/(3\sqrt[3]{-g}).$$

Максимальные напряжения в бетоне находят из условия равенства нулю проекций силы N_f и внутренних усилий на горизонтальную ось

$$\sigma_{b, \max} = \pm N_f / [0,5 b'_f x' - 0,5 (b'_f - b) (x' - h'_f)^2 / x' + n' A'_s (x' - a'_s) / x' - n' A_s (h_0 - x') / x']. \quad (2.114)$$

Знак «плюс» в равенстве (2.114) относится к внецентренно сжатым элементам, знак «минус» — к внецентренно растянутым.

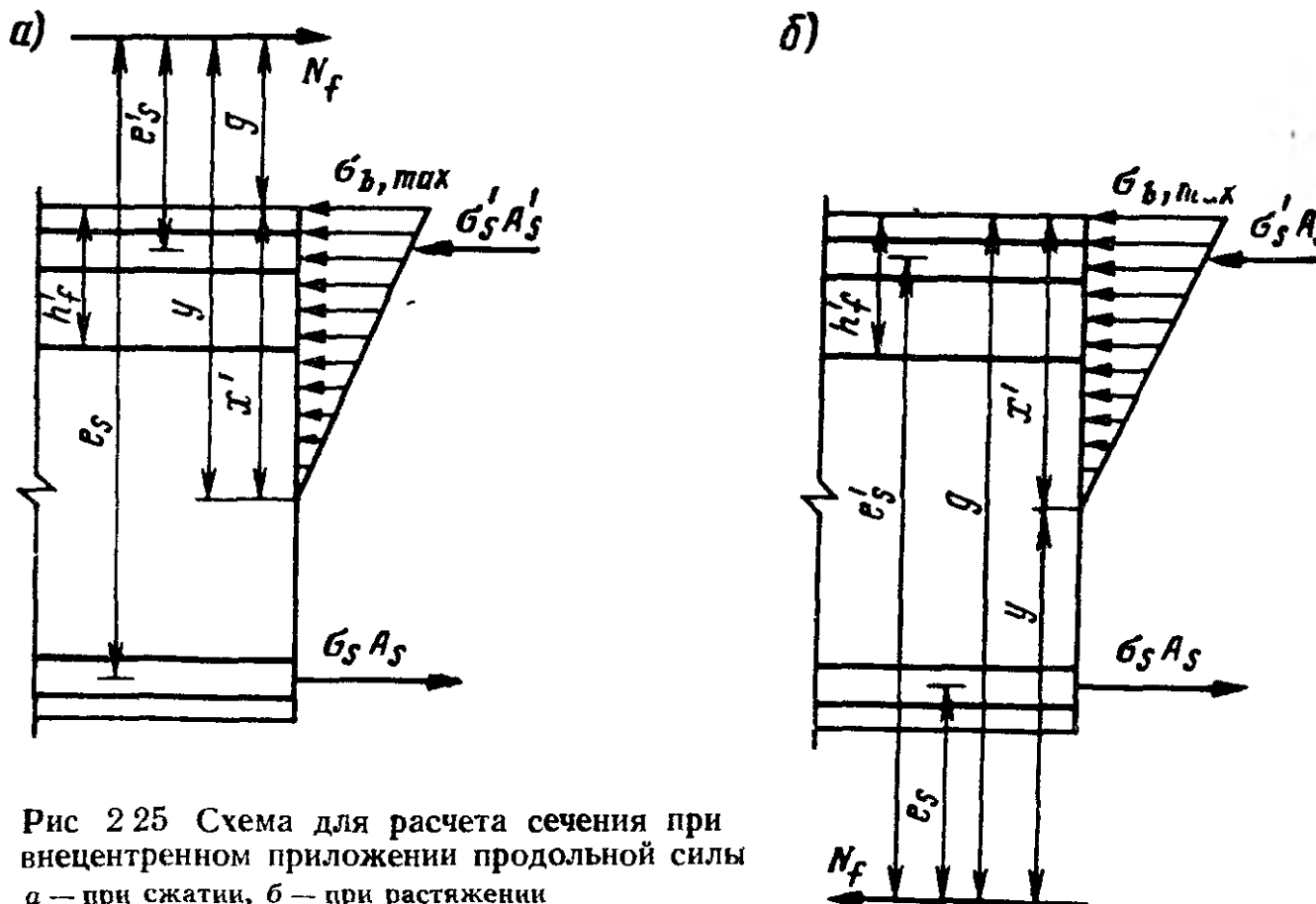


Рис. 2.25 Схема для расчета сечения при внецентренном приложении продольной силы
а — при сжатии, б — при растяжении

Напряжения в арматуре определяют по формулам:

$$\begin{aligned}\sigma_s &= n' \sigma_{b, \max} (h_u - x') / x', \\ \sigma'_s &= n' \sigma_{b, \max} (x' - a'_{su}) / x',\end{aligned}\quad (2.115)$$

где h_u — расстояние от крайнего ряда растянутой арматуры до сжатой грани элемента; a'_{su} — расстояние от крайнего ряда сжатой арматуры до сжатой грани элемента

Для элементов двутаврового и коробчатого сечения возможен случай, когда нейтральная ось проходит в пределах плиты, расположенной у растянутой грани элемента. В практических расчетах можно пренебречь усилиями в свесах этой плиты, т. е. расчет производить по приведенным выше формулам.

Для прямоугольных элементов в формулах (2.111), (2.113), (2.114) следует принять $b'_f = b$. Если нейтральная ось проходит в пределах сжатой плиты, т. е. когда $x' < h'_f$, в указанных формулах принимают $b = b'_f$.

В расчетах на выносливость как внецентренно сжатых, так и внецентренно растянутых элементов при определении коэффициентов асимметрии циклов напряжений ρ_b и ρ_s значения $\sigma_{b, \max}$, $\sigma_{s, \min}$ в ряде случаев приходится определять по разным расчетным схемам.

Элементы из предварительно напряженного железобетона. В основу расчета элементов из предварительно напряженного железобетона положена стадия I напряженного состояния (см. рис. 1.6). Хотя в предварительно напряженных конструкциях допускаются растягивающие напряжения, они не могут быть значительными, что связано с расчетами таких конструкций по образованию трещин. Поэтому в расчетах на выносливость растянутый бетон из состава сечения не исключают.

Напряжения в сечениях определяют по формулам сопротивления упругих материалов с использованием геометрических характеристик приведенных сечений (см. § 3.4). Коэффициентом приведения площади арматуры к площади бетона n_{1p} является отношение модуля упругости арматуры к модулю упругости бетона (без учета виброползучести).

Для случая когда напряжения в арматуре и бетоне от временных нагрузок имеют тот же знак, что и от нагрузок постоянных (например, в изгибаемых разрезных балках),

$$\left. \begin{aligned}\sigma_{p, \max} &= (\sigma_{p1} - \sigma_{el, c}) + \sigma_{pg} + \sigma_{pv}; \\ \sigma_{p, \min} &= (\sigma_{p1} - \sigma_{el, c}) + \sigma_{pg}; \\ \sigma_{bc, \max} &= \sigma_{bc1} + \sigma_{bcg} + \sigma_{bcv}; \\ \sigma_{bc, \min} &= \sigma_{bc1} + \sigma_{bcg},\end{aligned}\right\} \quad (2.116)$$

где $\sigma_{p, \max}$, $\sigma_{p, \min}$ — соответственно максимальные и минимальные напряжения в растянутой арматуре; σ_{p1} — установившееся (за вычетом всех потерь по § 3.4) напряжение в напрягаемой арматуре в растянутой от внешних нагрузок зоне; $\sigma_{el, c}$ — снижение напряжения в арматуре от упругого обжатия бетона; σ_{pg} , σ_{pv} — соответственно напряжения в арматуре от постоянных и временных нагрузок; $\sigma_{bc, \max}$, $\sigma_{bc, \min}$ — соответственно максимальные и минимальные напряжения в бетоне сжатой от временных нагрузок зоны; σ_{bc1} — устано-

вившееся предварительное напряжение в бетоне этой зоны от усилий в напрягаемой арматуре (с учетом всех потерь); σ_{bcg} , σ_{bcv} — напряжения в бетоне соответственно от постоянных и временных нагрузок.

Напряжения в арматуре от постоянных и временных нагрузок

$$\sigma_{pg} = n_{1p} \sigma_{btg}; \quad \sigma_{pv} = n_{1p} \sigma_{btv}, \quad (2.117)$$

где σ_{btg} , σ_{btv} — соответственно растягивающие напряжения в бетоне от постоянных и временных нагрузок, определяемые на уровне рассчитываемой арматуры.

Если напряжения, вызываемые временной нагрузкой, в зависимости от ее положения меняют знак, то максимальные и минимальные напряжения в арматуре и бетоне подсчитывают по формулам:

для нижней напрягаемой арматуры

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{p, \max} &= (\sigma_{p1} - \sigma_{el, c}) + \sigma_{pg} + \sigma_{pv}^{(+)}; \\ \sigma_{p, \min} &= (\sigma_{p1} - \sigma_{el, c}) + \sigma_{pg} - \sigma_{pv}^{(-)}; \end{aligned} \right\} \quad (2.118)$$

для верхней напрягаемой арматуры

$$\left. \begin{aligned} \sigma'_{p, \max} &= (\sigma'_{p1} - \sigma'_{el, c}) + \sigma'_{pg} + \sigma'_{pv}^{(-)}; \\ \sigma'_{p, \min} &= (\sigma'_{p1} - \sigma'_{el, c}) + \sigma'_{pg} - \sigma'_{pv}^{(+)}; \end{aligned} \right\} \quad (2.119)$$

для бетона верхней зоны

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{bc, \max} &= \sigma_{bc1} + \sigma_{bcg} + \sigma_{bcv}^{(+)}; \\ \sigma_{bc, \min} &= \sigma_{bc1} + \sigma_{bcg} - \sigma_{bcv}^{(-)}; \end{aligned} \right\} \quad (2.120)$$

для бетона нижней зоны

$$\left. \begin{aligned} \sigma'_{bc, \max} &= \sigma'_{bc1} + \sigma'_{bcg} + \sigma'_{bcv}^{(-)}; \\ \sigma'_{bc, \min} &= \sigma'_{bc1} + \sigma'_{bcg} - \sigma'_{bcv}^{(+)}; \end{aligned} \right\} \quad (2.121)$$

В формулах (2.119) и (2.121) штрихами отмечены напряжения в арматуре, расположенной в зоне, наиболее сжатой от действия временной нагрузки, и в бетоне противоположной зоны; верхние индексы со знаком «плюс» относятся к напряжениям, возникающим при действии положительного момента, в том числе вызываемого продольной силой, со знаком «минус» — к напряжениям, возникающим при действии отрицательного момента. В эти формулы подставляют абсолютные значения напряжений, определяемые по формулам сопротивления упругих материалов (см. гл. 3).

Снижение напряжений в арматуре $\sigma_{el, c}$ от упругого обжатия бетона при одновременном его обжатии всей напрягаемой арматурой натяжением на упоры

$$\sigma_{el, c} = n_{1p} \sigma_{bp}, \quad (2.122)$$

а при натяжении на бетон в несколько этапов снижение напряжений определяют по формуле

$$\sigma_{el, c} = n_{1p} \Delta \sigma_{bp} m. \quad (2.123)$$

В равенствах (2.122), (2.123) σ_{bp} — предварительное напряжение в бетоне на уровне центра тяжести напрягаемой арматуры, вызываемое обжатием сечения всей напрягаемой арматурой; $\Delta \sigma_{bp}$ — то же, вызываемое натяжением

одного пучка или стержня; m — число одинаковых пучков (стержней), натягиваемых после того пучка (стержня), для которого определяют потери напряжения.

Напряжения σ_{br} и $\Delta\sigma_{br}$ при натяжении арматуры на бетон определяют с использованием характеристик приведенных сечений, ослабленных каналами, без включения в состав сечения напрягаемой арматуры и с учетом потерь, соответствующих рассматриваемой стадии работы конструкции. При натяжении арматуры на упоры напряжения определяют с использованием приведенных характеристик сечений, включающих напрягаемую арматуру. При подсчете приведенных характеристик сечений при любом способе создания предварительных напряжений используют упругие характеристики бетона, соответствующие его передаточной прочности.

ГЛАВА 3

РАСЧЕТ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ ВТОРОЙ ГРУППЫ

3.1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

К расчетам по второй группе предельных состояний относят расчеты по трещиностойкости и деформациям. Наступление предельных состояний этой группы менее опасно по своим последствиям: они не вызывают прекращения эксплуатации сооружения, но делают невозможной нормальную эксплуатацию (см. § 1.2). Учитывая это обстоятельство, коэффициенты надежности ко всем нагрузкам, а также динамические коэффициенты в рассматриваемых расчетах принимают равными единице. В расчетах по раскрытию трещин к железнодорожной нагрузке дополнительно вводят коэффициент $\epsilon \leq 1$, которым исключаются из нее редко обращающиеся тяжелые транспортеры.

Необходимость расчетов по трещиностойкости объясняется прежде всего стремлением защитить арматуру от коррозии. Кроме того, этими расчетами, совместно с требованиями к бетону по морозостойкости и водонепроницаемости, создаются условия, препятствующие возникновению в конструкции повреждений, связанных с неблагоприятным влиянием внешней среды. Трещиностойкость в значительной степени определяет долговечность конструкций и существенно сказывается на их экономических показателях.

Все расчеты по трещиностойкости в зависимости от условий, которые необходимо обеспечить, можно разбить на два вида: 1) по образованию трещин (ограничиваются возникающие в конструкции напряжения); 2) по раскрытию трещин (ограничивается их ширина).

Нормы проектирования мостовых конструкций предусматривают расчеты по образованию и раскрытию нормальных и наклонных к продольной оси элемента трещин, а также расчет по образованию продольных трещин. Образование продольных трещин, т.е. совпадающих с

направлением нормальных сжимающих напряжений, не допускается в мостовых конструкциях всех назначений на всех стадиях работы. Это связано с тем, что продольные трещины, как правило, направлены вдоль рабочей арматуры и наличие таких трещин будет способствовать возникновению и развитию коррозионных процессов в рабочей арматуре, что снизит несущую способность и долговечность конструкции.

К расчетам по трещиностойкости условно отнесен и расчет, которым ограничиваются касательные и главные напряжения.

К мостам различного назначения предъявляют разные требования по трещиностойкости: железнодорожные мосты, нарушения нормальной эксплуатации которых связаны с более серьезными последствиями, чем для мостов автодорожных и городских, должны обладать большей трещиностойкостью. Требования по трещиностойкости не могут быть одинаковыми не только для разных конструкций или их элементов, но и для отдельных частей одних и тех же элементов.

Нормами проектирования бетонных и железобетонных конструкций СНиП 2.03.01-84 установлены три категории требований по трещиностойкости:

первая — образование трещин не допускается;

вторая — допускается кратковременное раскрытие трещин ограниченной ширины, которые должны быть полностью закрыты (зажаты) при отсутствии кратковременной нагрузки;

третья — допускается образование трещин с ограничением ширины их раскрытия как при кратковременном, так и длительном действии нагрузок.

Категорию трещиностойкости назначают в зависимости от вида конструкции, условий ее эксплуатации, характера армирования (класса арматуры, ее диаметра).

Требования первой и второй категорий трещиностойкости относятся к элементам (или их частям), для армирования которых применена предварительно напрягаемая арматура, причем требования первой категории относятся только к элементам, воспринимающим давление жидкости или газов. Повышенные требования к элементам из предварительно напряженного железобетона связаны с тем, что в сильно напряженной арматуре коррозионные процессы протекают более интенсивно. Это особенно опасно для арматуры малых диаметров, часто применяемой в мостовых конструкциях при армировании их пучками высокопрочной проволоки, прядями и канатами.

К мостовым конструкциям предъявляют требования второй третьей категорий трещиностойкости, причем вторая категория подразделена на две (2а и 2б), а третья — на три (3а, 3б и 3в) группы.

С учетом требований категории 2а рассчитывают элементы железнодорожных мостов, армированные проволочной напрягаемой арматурой всех видов, а также элементы автодорожных и городских мостов, армированные напрягаемой высокопрочной проволокой диаметром 3 мм, и при использовании в качестве напрягаемой арматуры стальных канатов всех видов и арматурных канатов класса К-7 диамет-

ром 9 мм. Эти требования не распространяются на стенки балок пролетных строений, которые отнесены к третьей категории по трещиностойкости.

В конструкциях, на которые распространяются требования категории 2а, предельные значения растягивающих напряжений в бетоне, вызываемых эксплуатационными нагрузками, не должны превышать $0,4 R_{bt,ser}$. В обжатом бетоне таких конструкций при проверке возможности прохода по смонтированной части моста монтажного крана с грузом предельное значение растягивающих напряжений в бетоне увеличивается до $1,15 R_{bt,ser}$. В этом случае допускается и раскрытие трещин с расчетной шириной не более 0,01 см. При расчете на пропуск монтажного крана учитывают снижение предварительных напряжений в напрягаемой арматуре, соответствующее потерям, происходящим в течение одного года.

В расчетах по категории трещиностойкости 2б (по этой категории рассчитывают элементы железнодорожных мостов, армированные напрягаемой стержневой арматурой, элементы автодорожных и городских мостов при армировании их напрягаемой высокопрочной арматурой диаметром 4 мм и более, а также напрягаемыми арматурными канатами класса К-7 диаметром 12 и 15 мм) предельное значение растягивающих напряжений в бетоне принято равным $1,4 R_{bt,ser}$. Но для плит проезжей части городских и автодорожных мостов, где трещины особенно нежелательны, предельные значения растягивающих напряжений в бетоне в направлении его обжатия должны быть не более $0,8 R_{bt,ser}$.

В автодорожных и городских мостах указанную напрягаемую арматуру разрешается применять в сочетании с ненапрягаемой (смешанное армирование). При этом растягивающие напряжения в бетоне допускается повышать до $2 R_{bt,ser}$, если площадь ненапрягаемой арматуры A_s достаточна для восприятия усилия, соответствующего той части площади сечения A_{bts} , на которой растягивающие напряжения в бетоне σ_{bt} превышают $1,4 R_{bt,ser}$ (на рис. 3.1 эта часть площади сечения заштрихована), т. е. должно выполняться условие

$$R_s A_s \geq \int_{A_{bts}} \sigma_{bt} d A_{bts}. \quad (3.1)$$

Правая часть условия представляет собой объем заштрихованной на рис. 3.1 эпюры нормальных напряжений.

Сечения со смешанным армированием должны быть также проверены на раскрытие трещин, которое ограничено 0,015 см.

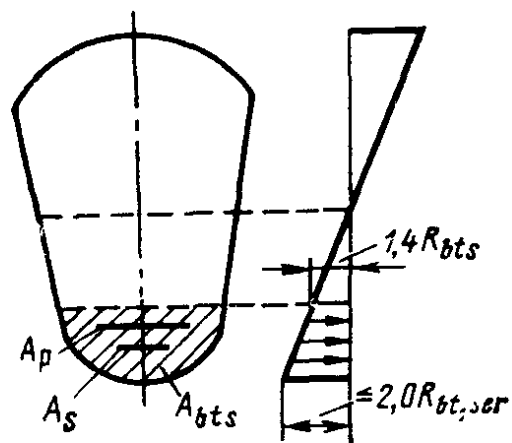


Рис 3.1 Схема для расчета по трещиностойкости сечения при смешанном армировании

В элементах, рассчитываемых по категории трещиностойкости 2б, при кратковременном действии нагрузки допускается раскрытие трещин шириной до 0,015 см (при оцинкованной проволоке до 0,02 см). Однако при отсутствии временной нагрузки бетон растянутой зоны должен быть сжат. Сжимающие напряжения при этом для бетона класса В30 и ниже должны быть не менее $0,1R_b$, а для бетонов класса В35 и выше — не менее 1,6 МПа.

Требования трещиностойкости категории 2б распространяются на предварительно напряженные сваи мостов всех назначений при армировании их стержневой арматурой, высокопрочной проволокой диаметром 4 мм и более, арматурными канатами класса К-7.

К стенкам (ребрам) балок пролетных строений из предварительно напряженного железобетона предъявляются требования по категории трещиностойкости 3а, согласно которым ширина раскрытия трещин должна быть ограничена 0,015 см. Кроме того, ограничиваются главные напряжения (см. § 3.3).

Требования категории 3б допускают образование трещин, но ограничивают ширину их раскрытия 0,02 см. Эти требования относятся к элементам автодорожных и городских мостов, армированных напрягаемой стержневой арматурой.

В сложном напряженном состоянии находятся участки элементов в местах приложения сосредоточенных сил, что требует проверки на действие местных напряжений. В предварительно напряженных конструкциях местные напряжения возникают в местах расположения анкеров напрягаемой арматуры. Полностью избежать появления трещин на таких участках затруднительно. Поэтому нормами проектирования мостовых конструкций расчеты на местные напряжения отнесены к расчетам по раскрытию трещин. При этом ширина раскрытия трещин в элементах мостов всех назначений в зоне расположения проволочной арматуры не должна превышать 0,02 см (расчет по категории требований 3б). В элементах автодорожных и городских мостов при армировании стержневой арматуры (кроме проезжей части) допускаемая ширина раскрытия трещин увеличена до 0,03 см (расчет по категории требований 3в). В элементах проезжей части автодорожных и городских мостов, а также во всех элементах железнодорожных мостов при армировании их напрягаемой стержневой арматурой при расчете на местные напряжения предельная ширина раскрытия трещин установлена равной 0,02 см.

Зона сечения, сжатия в стадии эксплуатации, при изготовлении, транспортировании или монтаже конструкции может быть растянутой. Важно обеспечить целостность этой зоны. Поэтому в элементах, рассчитываемых с учетом требований категорий по трещиностойкости 2а, 2б и 3б, в зонах, сжатых на стадии эксплуатации постоянными и временными нагрузками, на других стадиях работы растягивающие напряжения ограничивают величиной $0,8 R_{bt,ser}$ (здесь $R_{bt,ser}$ — расчетное сопротивление бетона осевому растяжению, соответствующее прочности бетона в рассматриваемой стадии работы конструкции).

В элементах мостов из обычного железобетона трещины в растянутой зоне возникают практически всегда. К ним предъявляют требования категории по трещиностойкости 3в. При этом ширина раскрытия трещины в пролетных строениях автодорожных и городских мостов (кроме проезжей части) ограничивается 0,03 см, а в пролетных строениях железнодорожных мостов — 0,02 см. В мостах всех назначений с напрягаемой арматурой, расположенной вне тела элементов, допускается раскрытие трещин шириной до 0,03 см.

Особенно сильно влияние трещин сказывается на развитии деструктивных процессов в бетоне, подвергающемся попеременному замораживанию и оттаиванию в условиях постоянного водонасыщения. В таких условиях находятся, например, элементы конструкций мостов и труб, расположенных вблизи плотин гидростанций и водохранилищ. Допустимая ширина раскрытия трещин в элементах, рассчитываемых с учетом требований категории по трещиностойкости 3в, в этом случае установлена в зависимости от возможного числа циклов замораживания и оттаивания в год 0,015 см — при числе циклов менее 50; 0,010 см — при числе циклов 50 и более. В весьма неблагоприятных условиях находятся также части железобетонных стоек опор и свай, находящиеся вблизи уровня льда на водотоках или поверхности земли на суходолах (от отметки, на 0,5 м превышающей уровень льда или поверхности земли, до нижней поверхности льда или половины глубины промерзания). В этих частях стоек и свай опор автодорожных и городских мостов ширина раскрытия трещин не должна превышать 0,02 см, а в промежуточных опорах железнодорожных мостов — 0,015 см.

В конструкциях при натяжении арматуры на бетон ее располагают в закрытых или открытых каналах. Эти каналы омоноличивают после натяжения арматуры, поэтому бетон омоноличивания не будет иметь предварительного обжата и в нем возможно появление трещин. Ширина их раскрытия не должна превышать величин, установленных требованиями по категории трещиностойкости 3в.

Повышенные требования по трещиностойкости предъявляют к составным предварительно напряженным конструкциям мостов. В таких конструкциях обязательны проверки трещиностойкости сечений, совпадающих со стыками или пересекающих зону стыков. Растягивающие напряжения в обжимаемых стыках мостов всех назначений не допускаются. Но для случая, когда неразрывное пролетное строение образовано из разрезных преднапряженных балок с надпорными необжатými бетонными стыками, армированными ненапрягаемой арматурой, допускаются в таких стыках трещины, раскрытие которых ограничивается требованиями категории 3в.

Расчет по деформациям имеет целью обеспечить плавность движения транспортных средств ограничением упругих прогибов от подвижной нагрузки, а в автодорожных и городских мостах — кроме того, ограничением углов перелома продольного профиля. Определение прогибов требуется при назначении размера строительного подъема, для обеспечения плавного проезда по мосту подвижных нагрузок

В современных железобетонных конструкциях мостов, особенно сборных, широко используют материалы высокой прочности, что приводит к уменьшению размеров сечений и снижению собственного веса. Но при этом повышается деформативность конструкций.

Вертикальные упругие прогибы пролетных строений, вызванные действием временных нагрузок, не должны превышать для железнодорожных мостов $\frac{1}{(800-1,25 l)} l$ и $\frac{1}{600} l$, для автодорожных и городских мостов, а также для пешеходных мостов с балочными пролетными строениями — $\frac{1}{400} l$ (l — расчетный пролет, м). Эти значения допускаемых прогибов могут быть увеличены на 20 % для балочных пролетных строений однопролетных мостов (кроме пешеходных) и неразрезных пролетных строений, за исключением крайних пролетов пролетных строений железнодорожных мостов, опирающихся на промежуточные опоры.

Углы перелома продольного профиля в местах сопряжения пролетных строений между собой и с подходами после проявления деформаций усадки и ползучести, но не позднее двух лет с момента действия полной постоянной нагрузки, при загрузении пролетных строений нагрузкой АК не должны превышать 24‰, а от нагрузок НК-80 и НГ-60—13‰. Предельные значения углов перелома продольного профиля при отсутствии на мосту временных подвижных нагрузок установлены в зависимости от расчетных скоростей движения одиночных легковых автомобилей. Расчетные скорости движения автомобилей установлены СНиП 2.06.02-85 «Автомобильные дороги» и СНиП 2.05.11-83 «Внутрихозяйственные дороги в колхозах, совхозах и других сельскохозяйственных предприятиях и организациях» в зависимости от категории дороги.

До проявления длительных деформаций указанные предельные значения углов перелома могут быть увеличены, но не более чем в два раза. Вертикальные прогибы и углы перелома профиля определяют под осями полос движения.

Для пролетных строений городских и пешеходных мостов нормы проектирования ограничивают периоды собственных колебаний, что связано с неблагоприятным воздействием на организм пешеходов и пассажиров. Периоды собственных колебаний пролетных строений в ненагруженном состоянии не должны находиться в пределах 0,45 ... 0,60 с в вертикальной и 0,90 ... 1,20 с в горизонтальной плоскости.

3.2. РАСЧЕТ ПО ТРЕЩИНОСТОЙКОСТИ НОРМАЛЬНЫХ И ПРОДОЛЬНЫХ СЕЧЕНИЙ

Расчет по образованию нормальных трещин. По образованию трещин, нормальных к продольной оси элемента, рассчитывают только предварительно напряженные конструкции. Расчет производят для всех стадий их работы. Этот расчет сводится к ограничению растягива-

ющих напряжений у верхней и нижней граней элемента. Напряжения определяют по формулам сопротивления упругих материалов с использованием геометрических характеристик приведенных сечений.

В процессе изготовления конструкций их геометрические характеристики могут изменяться. В этом случае напряжения в конструкции определяют суммированием напряжений, полученных на всех предшествующих стадиях работы от воздействия ранее приложенных усилий. Следует иметь в виду, что усилия в напрягаемой арматуре для каждой стадии работы будут разными, так как для каждой стадии будут свои значения потерь предварительного напряжения. Могут быть разными и геометрические характеристики сечений.

В конструкциях, изготавливаемых с натяжением арматуры на упоры, напрягаемую арматуру включают в состав сечения на всех стадиях работы конструкции. В конструкциях с натяжением арматуры на бетон на стадии создания предварительных напряжений учитывают ослабление сечения открытыми или закрытыми каналами, напрягаемую арматуру в состав сечения не включают, а усилия в ней рассматривают как внешнюю нагрузку. На других стадиях работы конструкции при отсутствии сцепления арматуры с бетоном напрягаемую арматуру учитывают при определении геометрических характеристик сечения.

Условие трещиностойкости для стадий создания предварительных напряжений, хранения, транспортирования и монтажа имеет вид

$$\sigma_{bg1} + \sigma_{bp1} \leq k_1 R_{bt, ser}, \quad (3.2)$$

где σ_{bg1} — напряжение в бетоне, вызываемое постоянной нагрузкой на рассматриваемой стадии работы конструкции; σ_{bp1} — напряжение в бетоне, вызываемое усилиями в предварительно напрягаемой арматуре с учетом потерь, соответствующих рассматриваемой стадии работы конструкции.

Для разрезных балочных элементов конструкций, проектируемых по категориям требования по трещиностойкости 2а, 2б и 3б, при проверке по формуле (3.2) трещиностойкости зон, сжатых на стадии эксплуатации конструкции, принимают $k_1 = 0,8$. В остальных случаях принимают $k_1 = 1,0$.

Условие трещиностойкости для стадии нормальной эксплуатации

$$\sigma_{bg2} + \sigma_{bp2} + \sigma_{bv} \leq k_2 R_{bt, ser}, \quad (3.3)$$

где σ_{bg2} — напряжения в бетоне от постоянных нагрузок на стадии эксплуатации; σ_{bp2} — напряжения в бетоне, вызываемые усилиями в предварительно напрягаемой арматуре, с учетом всех потерь; σ_{bv} — напряжения в бетоне от временных нагрузок.

Растягивающие напряжения считают положительными, сжимающие — отрицательными.

Принимают следующие значения коэффициента k_2 :

0,4 — при расчете элементов железнодорожных мостов, армированных напрягаемой проволоочной арматурой всех видов;

1,4 — при расчете элементов железнодорожных мостов, армированных напрягаемой стержневой арматурой, а также при расчете элементов автодорожных и городских мостов, армированных напрягае-

мой высокопрочной проволокой диаметром не менее 4 мм или напрягаемой арматурными канатами класса К-7 диаметром 12 и 15 мм;

2,0 — в расчетах автодорожных и городских мостов с применением смешанного армирования (см. § 3.1);

0,8 — в расчетах автодорожных и городских мостов с проволоочной напрягаемой арматурой при расположении ее в плите проезжей части.

При расчете стыков преднапряженных конструкций принимают $k_2 = 0$, так как растягивающие напряжения в обжимаемых стыках составных конструкций не допускаются.

Расчет по раскрытию нормальных трещин. Расчет по раскрытию трещин, нормальных к растянутой грани элемента, сводится к проверке выполнения условия, ограничивающего ширину раскрытия трещины:

$$a_{cr} \leq \Delta_{cr}, \quad (3.4)$$

где a_{cr} — ширина раскрытия трещины; Δ_{cr} — допустимое раскрытие трещины, назначаемое в зависимости от категории требований по трещиностойкости.

Ширина раскрытия трещин на уровне растянутой ненапрягаемой арматуры прямо пропорциональна напряжению в ней σ_s , расстоянию между трещинами l_{cr} , обратно пропорциональна модулю упругости арматурной стали E_s и может быть подсчитана по формуле

$$a_{cr} = \psi_s \sigma_s l_{cr} / E_s,$$

где ψ_s — коэффициент, учитывающий влияние бетона растянутой зоны на деформации арматуры.

Значения ψ_s и l_{cr} зависят от большого числа различных факторов, влияние которых на трещинообразование в железобетонных конструкциях еще недостаточно изучено.

Ввиду сложности определения расстояния между трещинами и точного учета влияния бетона растянутой зоны на деформации арматуры в нормах проектирования мостовых конструкций произведение $\psi_s l_{cr}$ заменено коэффициентом раскрытия трещин ψ , который с достаточной для практических целей точностью учитывает степень сцепления арматуры с бетоном, характер армирования, условия работы элемента и другие факторы. Формула для определения ширины раскрытия трещин в конструкциях из обычного железобетона при этом получает вид

$$a_{cr} = \psi \sigma_s / E_s. \quad (3.5)$$

Напряжения σ_s следует подсчитывать по формулам, используемым в расчетах на выносливость (см. § 2.7), подставляя в них усилия для расчета по раскрытию трещин. Но учитывая условность формулы (3.5), эти напряжения в изгибаемых элементах можно определять по приближенной формуле

$$\sigma_s = \frac{M_n}{A_s z} \frac{h - x - a_{su}}{h - x - a_s}, \quad (3.6)$$

где M_n — действующий в сечении изгибающий момент (рис. 3.2, а); z — расстояние от центра тяжести площади растянутой арматуры O_s до точки O_b приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне; a_s — расстояние от наиболее растянутой грани элемента до центра тяжести площади всей растянутой арматуры; a_{su} — те же до оси ближайшего ряда арматуры.

Значения x и z допускается принимать по результатам расчета на прочность.

Напряжения в арматуре внецентренно сжатых и внецентренно растянутых элементов, работающих с раскрытием трещин, следует также определять, используя формулы расчета на выносливость с заменой в них N_f на N_n . Но в приближенных расчетах можно воспользоваться формулой (3.6), принимая в ней

$$M_n = N_n (z - e), \quad (3.7)$$

если усилие N_n действует между центрами тяжести растянутой и сжатой арматуры (рис. 3.2, б, в), и

$$M_n = N_n (e \pm z), \quad (3.8)$$

если линия действия N_n проходит за пределами расстояния между центрами тяжести растянутой и сжатой арматуры (рис. 3.2, г, д)

Знак «плюс» в формуле (3.8) принимают для случая внецентренного растяжения, знак «минус» — для случая внецентренного сжатия.

В случае когда линия действия усилия N_n проходит внутри ядра приведенного сечения и усилие является сжимающим, растягивающие напряжения в арматуре при кратковременном действии нагрузки не

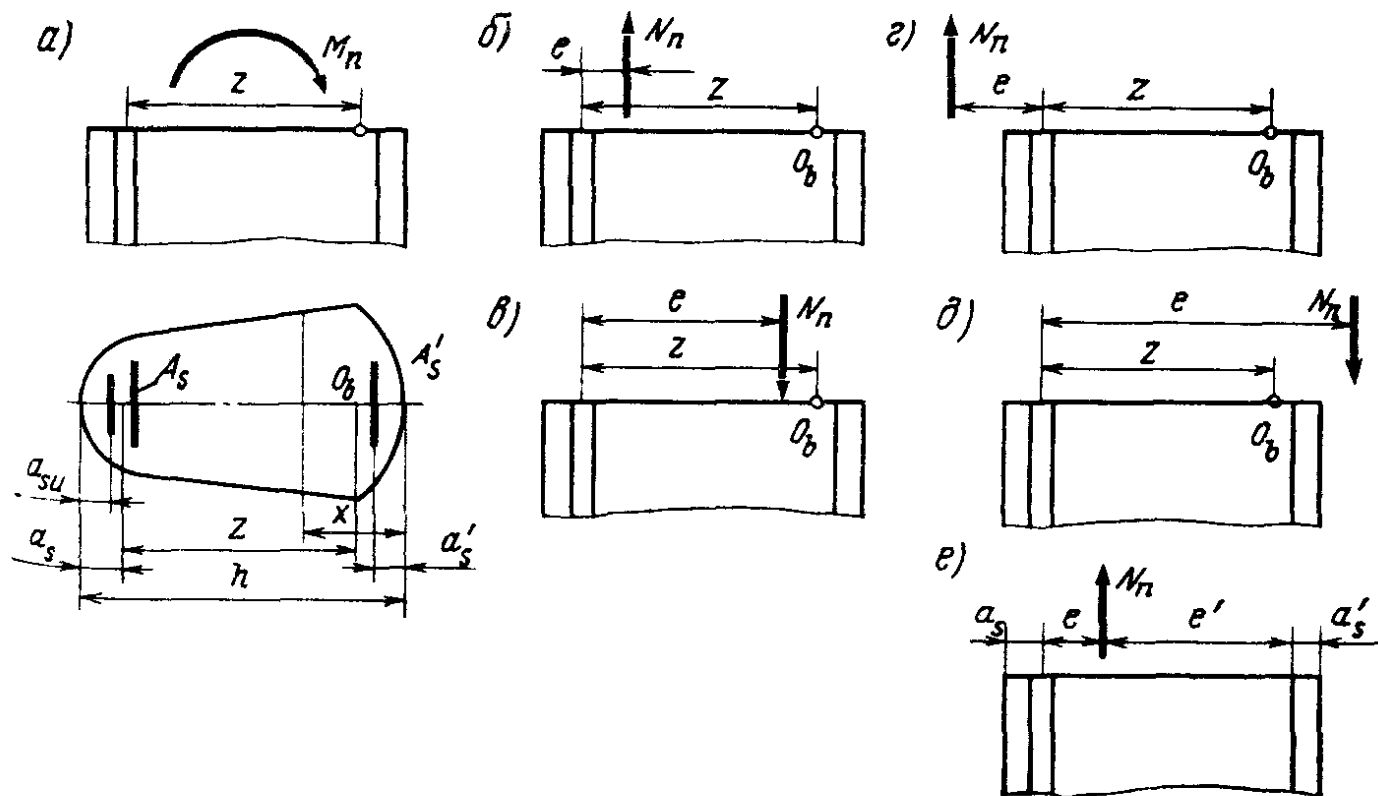


Рис. 3.2. Схемы для определения напряжений в арматуре в расчетах по раскрытию трещин:

а — изгибаемый элемент; б, в, г — внецентренно растянутый элемент; в, д — внецентренно сжатый элемент

возникают и, следовательно, проверка трещиностойкости нормальных сечений не требуется. Если при этом усилие N_n будет растягивающим, то вся арматура в сечении растянута. Напряжения в ближайшей к растянутой грани элемента арматуре

$$\sigma_s = \frac{N_n e'}{A_s} \frac{h - a_{su} - a'_s}{(h - a_s - a'_s)^2}, \quad (3.9)$$

а в арматуре, расположенной у противоположной грани,

$$\sigma_s = \frac{N_n e}{A'_s (h - a_s - a'_s)}. \quad (3.10)$$

Значения величин e , e' , a_s , a'_s ясны из рис. 3.2, e .

Для определения ширины раскрытия трещин в предварительно напряженных конструкциях, рассчитываемых с учетом категорий требований по трещиностойкости 2б и 3б, можно воспользоваться формулой (3.5), вводя в нее вместо напряжений σ_s и модуля упругости ненапрягаемой арматуры E_s приращение напряжений в напрягаемой арматуре $\Delta \sigma_p$, которое возникает после снижения под временной нагрузкой предварительного сжимающего напряжения в бетоне до нуля, и ее модуль упругости E_p :

$$a_{cr} = \psi \Delta \sigma_p / E_p. \quad (3.11)$$

Приращение растягивающих напряжений в напрягаемой арматуре определяют по приближенной формуле

$$\Delta \sigma_p = \sigma_{bt} / \mu_p, \quad (3.12)$$

где σ_{bt} — растягивающее напряжение в бетоне на уровне центра тяжести площади растянутой зоны бетона; μ_p — коэффициент армирования, равный отношению площади поперечного сечения напрягаемой арматуры, расположенной в растянутой зоне сечения, к площади этой зоны (при определении μ_p арматуру, не имеющую сцепления с бетоном, не учитывают).

Ширина раскрытия трещин при смешанном армировании

$$a_{cr} = \frac{\psi_1 \sigma_s / E_s + \psi_2 \Delta \sigma_p / E_p}{\psi_1 + \psi_2} \psi \quad (3.13)$$

$$\text{при } \psi = (\psi_1 A_s + \psi_2 A_p) / (A_s + A_p). \quad (3.14)$$

В формулах (3.13), (3.14): ψ_1 , ψ_2 — соответственно коэффициенты раскрытия трещин для ненапрягаемой и напрягаемой арматуры.

Приращение растягивающих напряжений $\Delta \sigma_p$ при смешанном армировании определяют по формуле (3.12), подставляя в нее растягивающие напряжения σ_{bt} на уровне центра тяжести части площади растянутой зоны бетона, в пределах которой растягивающие напряжения не превышают $1,4 R_{bt,ser}$, т. е. при определении σ_{bt} учитывают только ту часть площади растянутой зоны, которая на рис. 3.1 не заштрихована. Напряжения в ненапрягаемой арматуре при смешанном арми-

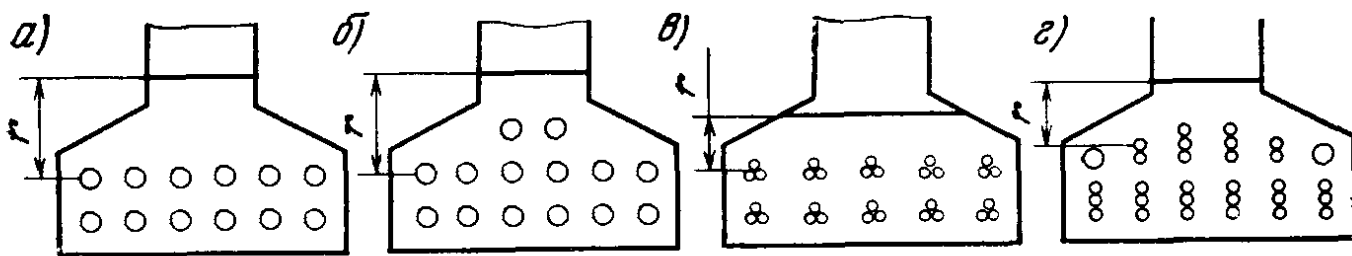


Рис. 3.3. Варианты армирования растянутой зоны железобетонной балки:
а, б — одиночными стержнями; в — пучками; г — многорядная арматура

ровании нормы проектирования мостовых конструкций допускают определять по формуле

$$\sigma_s = \sigma_{bts} / \mu_s,$$

где σ_{bts} — напряжения в бетоне на уровне центра тяжести площади A_{bts} , в пределах которой напряжения в бетоне превышают $1,4R_{bt, ser}$; $\mu_s = A_s / A_{bts}$.

Значения входящих в равенства (3.5), (3.11), (3.13), (3.14) коэффициентов раскрытия трещин ψ зависят от так называемого радиуса армирования R_r .

Для гладкой стержневой арматуры, арматурных пучков из гладкой проволоки и для стальных закрытых канатов $\psi = 0,35 R_r$; для стержневой арматуры периодического профиля, проволок периодического профиля, пучков из этой проволоки, канатов класса К-7 и пучков из них $\psi = 1,5\sqrt{R_r}$. Величину R_r следует принимать в сантиметрах.

Радиус армирования при расчете ширины раскрытия нормальных трещин

$$R_r = A_r / \sum \beta n d, \quad (3.15)$$

где A_r — площадь зоны взаимодействия; β — коэффициент, учитывающий особенности сцепления арматуры с бетоном; n — число одинаковых арматурных элементов; d — диаметр стержня.

Коэффициент β учитывает характер расположения арматурных элементов и зависит от полноты обволакивания арматуры бетоном. Значения его установлены нормами проектирования в зависимости от вида армирования.

Площадь зоны взаимодействия арматуры с бетоном A_r — это часть площади поперечного сечения элемента, зависящая от радиуса взаимодействия r . Зона взаимодействия ограничивается контуром сечения элемента и горизонтальной линией, проведенной параллельно нейтральной оси на расстоянии r от ближайшего к ней ряда стержней (рис. 3.3, а, в). Если площадь сечения арматурных стержней в этом ряду меньше половины площади арматуры какого-либо из остальных рядов, то расстояние до границы зоны взаимодействия измеряют от оси следующего ряда (рис. 3.3, б, г).

При применении стержневой арматуры радиус взаимодействия r принимают равным $6d$, а при армировании пучками или канатами — $5d$ (в этом случае d соответствует наружному контуру арматурного

элемента). Исключение представляют элементы круглого сечения с арматурой, равномерно распределенной по контуру, для которых принимают $r = 3d$, и положение границы зоны взаимодействия измеряют от оси наиболее напряженного стержня.

Следует иметь в виду, что во всех случаях зона взаимодействия должна располагаться в пределах растянутой части сечения, т. е. ее граница не должна выходить за нейтральную ось. Для центрально и внецентренно растянутых элементов, когда в бетоне возникают только растягивающие напряжения, площадь зоны взаимодействия принимают равной всей площади сечения.

Расчет по образованию продольных трещин. Возникновение продольных трещин, т. е. совпадающих с направлением нормальных сжимающих напряжений, связано прежде всего с чрезмерным обжатием бетона. Такие трещины появляются, когда поперечное расширение бетона, получающееся при его обжатии, превышает предельную растяжимость бетона. О возможности образования продольных трещин свидетельствуют результаты испытаний бетонных призм на сжатие: при отсутствии трения на торцах разрушение начинается с появления трещин, направленных вдоль линии действия сжимающих усилий (рис. 3.4). Образование продольных трещин в железобетонных элементах мостовых конструкций связано также с деформациями бетона, возникающими в результате стесненной усадки бетона и неравномерного распределения температур по сечению элемента. Арматурные стержни, препятствуя поперечной усадке бетона, вызывают в нем растягивающие напряжения σ_{bt} и сжимающие напряжения σ_{bc} (рис. 3.5). Эти напряжения действуют по площадкам, параллельным оси арматурного стержня, и способствуют образованию продольных трещин.

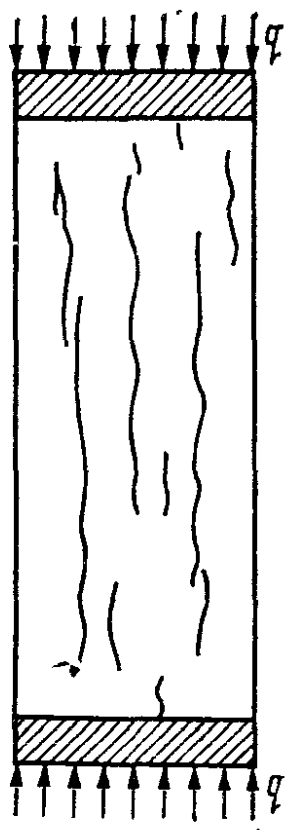


Рис. 3.4. Образование трещин в бетонной призме.

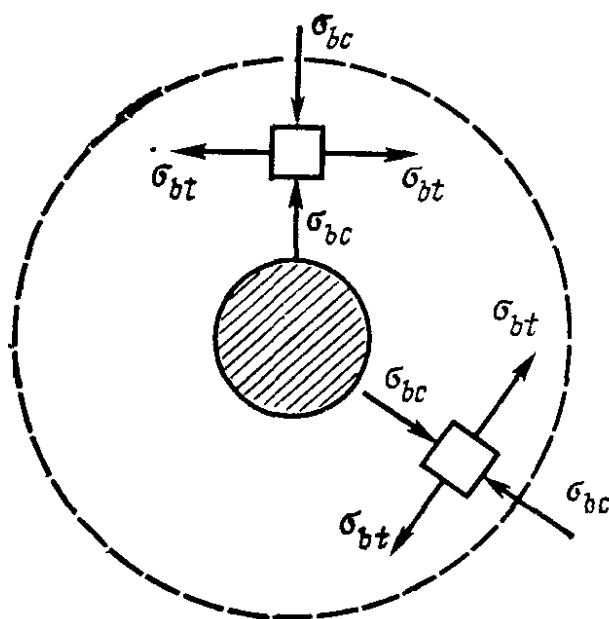


Рис. 3.5. Напряжения вокруг арматурного стержня, вызываемые стесненной усадкой бетона

Вопросы определения деформаций, вызываемых стесненной усадкой бетона и перепадами температуры в пределах сечения, пока еще разработаны недостаточно. Поэтому нормами проектирования мостовых конструкций принята упрощенная проверка трещиностойкости продольных сечений, сводящаяся к ограничению сжимающих напряжений в бетоне σ_{bx} .

Расчет по образованию продольных трещин должен проводиться для всех конструкций. Напряжения σ_{bx} в железобетонных конструкциях с ненапрягаемой арматурой ограничивают значением расчетного сопротивления $R_{b,mc2}$. В обжимаемой зоне бетона предварительно напряженных конструкций на стадиях изготовления, хранения, транспортирования и монтажа эти напряжения не должны превышать $R_{b,mc1}$, а на стадии постоянной эксплуатации $R_{b,mc2}$.

В составных по длине конструкциях с клееными стыками при натяжении арматуры до отверждения клея возможно перенапряжение отдельных участков блоков за счет неровностей стыкуемых поверхностей. Это обстоятельство учитывают путем введения к расчетному сопротивлению бетона $R_{b,mc1}$ коэффициента условий работы m_{b10} .

В расчетах по образованию продольных трещин напряжения в бетоне подсчитывают по формулам сопротивления упругих материалов, определяя геометрические характеристики сечения по § 3.4 в соответствии со стадией работы конструкции. При этом усилия в напрягаемой арматуре находят с учетом первых потерь в расчетах трещиностойкости на стадии обжата бетона и с учетом полных потерь в расчетах на стадии эксплуатации. Рекомендации по определению потерь напряжений в арматуре приведены в § 3.4.

Расчеты по образованию продольных трещин должны исключать возникновение таких трещин, поэтому продольные сечения по раскрытию трещин не рассчитывают.

3.3. РАСЧЕТ ПО ТРЕЩИНОСТОЙКОСТИ НАКЛОННЫХ СЕЧЕНИЙ

Исходные предпосылки. Одним из путей уменьшения веса пролетных строений, часто используемых в проектировании сборных мостовых конструкций, является уменьшение толщины стенок главных балок, что ведет к увеличению их напряженного состояния. Напряженное состояние стенки характеризуется совместным действием главных растягивающих и главных сжимающих напряжений, т. е. бетон работает здесь в условиях плоского напряженного состояния растяжение — сжатие.

Наблюдения за эксплуатируемыми мостами из предварительно напряженного железобетона, запроектированными по Техническим условиям проектирования железнодорожных, автодорожных и городских мостов и труб (СН 200-62) и ранее действовавшим нормативным документам, показывают, что многие пролетные строения имеют на-

клонные трещины. Трещины носят ясно выраженный силовой характер, хотя обращающиеся нагрузки значительно меньше расчетных. Это дает основание полагать, что требования ранее действовавших нормативных документов были недостаточно жесткими. Расчет сводился к ограничению главных растягивающих и главных сжимающих напряжений в отдельности.

Следует заметить, что образование наклонных трещин опасно не только из-за возможности коррозии арматуры. Наклонная трещина, пересекая стенку балки, изменяет внутреннюю статическую схему работы конструкции, что ведет к перераспределению внутренних усилий, не предусмотренному расчетом. Изменяются и условия работы хомутов: в зоне наклонной трещины хомуты подвергаются как растяжению, так и изгибу, что связано с опасностью их усталостного разрушения.

В СНиП 2.05.03-84 совместное влияние главных растягивающих и главных сжимающих напряжений на образование наклонных трещин учитывают путем введения коэффициентов, уменьшающих значение расчетного сопротивления бетона растяжению и зависящих от главных сжимающих напряжений. Этими коэффициентами учитывают и влияние амплитуды колебаний напряжений при многократном воздействии нагрузки: значения этих коэффициентов разные для железнодорожных и автодорожных (городских) мостов. Расчет трещиностойкости наклонных сечений по СНиП 2.05.03-84 полностью не исключает появления наклонных трещин (обеспеченность 0,9). Поэтому предусмотрен расчет по ограничению ширины раскрытия таких трещин.

Высокую надежность по трещиностойкости наклонных сечений обеспечивает условие, содержащееся в Инструкции по проектированию и строительству железобетонных и бетонных конструкций железнодорожных мостов и труб северного исполнения ВСН 151-78, которое соответствует предельному состоянию по образованию микротрещин. Однако жесткие требования этого нормативного документа приводят к увеличению толщин стенки или к применению предварительно напрягаемых хомутов. С учетом требований ВСН 151-78 были запроектированы опытные пролетные строения, в которых применены предварительно напряженные хомуты на концевых участках балок. Наклонные трещины в таких пролетных строениях отсутствуют.

Сравнительный анализ условий трещиностойкости наклонных сечений по различным нормативным документам приведен в работе [37]. Ниже излагается расчет трещиностойкости наклонных сечений, принятый в СНиП 05.03-84.

Расчет по образованию наклонных трещин. Условие трещиностойкости в расчетах наклонных сечений по образованию трещин имеет вид

$$\sigma_{mt} \leq \alpha_{mt} R_{bt, \text{сер}}, \quad (3.16)$$

где α_{mt} — коэффициент, учитывающий влияние главных сжимающих напряжений на образование наклонных трещин.

Коэффициент α_{mt} зависит от назначения моста и отношения $\sigma_{mc}/R_{b,mc2}$:

$\sigma_{mc}/R_{b,mc2}$	$\leq 0,52$	$> 0,82$
α_{mt} для мостов:		
железнодорожных	0,68	0,42
автомобильных, городских и пешеходных	0,85	0,53

Правая часть формулы (3.16) ограничивается величинами 1,75 МПа для железнодорожных мостов и 2,15 МПа для автомобильных, городских и пешеходных мостов.

Для участков, примыкающих к клеевым стыкам, на длине, равной высоте стыка в каждую сторону, предельные значения главных растягивающих напряжений следует уменьшать на 10 %, т. е. в правую часть условия (3.16) вводить коэффициент 0,9.

Большие главные сжимающие напряжения могут вызвать образование трещин даже при незначительных главных растягивающих напряжениях. Поэтому напряжения σ_{mc} не должны превышать расчетного сопротивления бетона $R_{b,mc2}$. $\sigma_{mc} \leq R$

В пролетных строениях мостов внешняя нагрузка приложена, как правило, с некоторым эксцентриситетом относительно осей отдельных балок, в результате чего балки работают не только на изгиб, но и на кручение. Касательные напряжения τ_b , вызываемые действием поперечной силы и кручением, снижают трещиностойкость стенок балок. поэтому нормами проектирования их значение ограничивается

$$\tau_b = \tau_q + \tau_t \leq R_{b,sh}, \quad (3.17)$$

где τ_q — касательные напряжения, вызываемые действием поперечной силы; τ_t — касательные напряжения от кручения

В правую часть формулы (3.17) вводят следующие коэффициенты условий работы (см. § 1.2): m_{b6} — учитывающий поперечное обжатие бетона напрягаемой арматурой; m_{b14} — при учете кручения (при $\tau_t = 0$ $m_{b14} = 1,0$); m_{b15} — для составных конструкций при расчете по плоскости сопряжения бетона омоноличивания с бетоном конструкции.

Расчет по раскрытию наклонных трещин. Проверку, ограничивающую ширину раскрытия наклонных трещин, обычно достаточно сделать для центра тяжести приведенного сечения. Расчетная ширина раскрытия наклонных трещин в стенках балок из обычного железобетона не должна превышать 0,020 см, а в стенках предварительно напряженных балок 0,015 см.

Ширину раскрытия наклонных трещин в балках из обычного железобетона определяют по формуле (3.5). Напряжение σ_s в отгибах, хомутах и продольной арматуре стенок (ребер) определяют при этом по формуле

$$\sigma_s = \delta \tau_b / \mu, \quad (3.18)$$

где δ — коэффициент, учитывающий перераспределение напряжений в зоне образования наклонных трещин; τ_b — касательные напряжения в бетоне на уровне центра тяжести приведенного сечения; μ — коэффициент армирования стенки на участке наклонной трещины;

$$\mu = (\Sigma A_{si} \sin \alpha_i + \Sigma A_{sw} \sin \alpha_w + \Sigma A_{sl} \sin \alpha_l) / (b l_i), \quad (3.19)$$

где A_{si} , A_{sw} , A_{sl} — соответственно площадь одного отогнутого стержня, одной ветви хомута, одного продольного стержня; α_i , α_w , α_l — соответственно углы наклона отгибов, хомутов, продольных стержней к рассчитываемому сечению (рис. 3.6, а); b — ширина ребра на уровне центра тяжести сечения; l_i — длина предполагаемой наклонной трещины (в двутавровых балках измеряется на участке между вутами поясов, в тавровых — от ближайшего к нейтральной оси ряда растянутой рабочей арматуры до начала вута верхнего пояса).

Направление наклонной трещины принимают перпендикулярным главным растягивающим напряжениям в центре тяжести приведенного сечения. Угол между линией действия главных напряжений с осью балки определяют из условия

$$\operatorname{tg} 2\varphi = -2 \tau_b / (\sigma_{bx} - \sigma_{by}), \quad (3.20)$$

где σ_{bx} , τ_b — нормальные и касательные напряжения в центре тяжести плоского вертикального сечения; σ_{by} — нормальные напряжения на горизонтальной площадке в той же точке сечения.

Так как в балках из обычного железобетона на уровне оси, проходящей через центр тяжести приведенного сечения, $\sigma_{bx} = 0$, а σ_y мало, то из (3.20) следует, что $\operatorname{tg} 2\varphi = \infty$. следовательно, наклонную трещину следует принимать направленной под углом 45° к оси балки.

Значения коэффициента δ подсчитывают по формуле

$$\delta = \frac{1}{1 + 0,5 / (l_i \mu)} \geq 0,75, \quad (3.21)$$

где l_i — длина наклонной трещины, см.

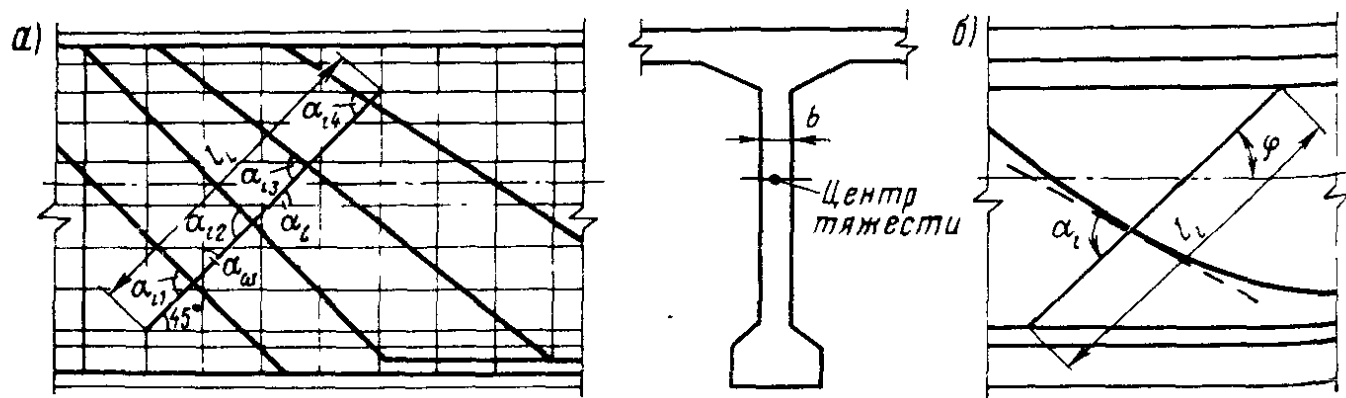


Рис. 3.6. Схемы для определения ширины раскрытия наклонных трещин в балках:

а — из обычного железобетона; б — из предварительно напряженного железобетона

Радиус армирования наклонного сечения

$$R_r = A_r / (\sum \beta_i n_i d_i \sin \alpha_i + \sum \beta_w n_w d_w \sin \alpha_w + \sum \beta_l n_l d_l \sin \alpha_l), \quad (3.22)$$

где A_r — площадь зоны взаимодействия ($A_r = l_i b$); $\beta_i, \beta_w, \beta_l$ — коэффициенты, учитывающие степень сцепления с бетоном соответственно наклонных стержней, хомутов, продольных стержней (см. § 3.2); n_i, n_w, n_l — число наклонных стержней (отгибов), ветвей хомутов и продольных стержней в пределах наклонного сечения длиной l_i ; d_i, d_w, d_l — диаметры соответственно наклонных стержней, хомутов, продольных стержней; $\alpha_i, \alpha_w, \alpha_l$ — то же, что и в формуле (3.19).

Ширину раскрытия трещин в балках из предварительно напряженного железобетона также определяют по формуле (3.5), подставляя в нее растягивающие напряжения в поперечной и продольной арматуре стенок (ребер) балок, подсчитываемые по формуле

$$\sigma_s = \delta \sigma_{mt} / \mu,$$

где σ_{mt} — главные растягивающие напряжения на уровне центра тяжести приведенного сечения; δ — то же, что и в формуле (3.21); μ — коэффициент армирования стенки, определяемый по формуле (3.19) с добавлением в нее членов, относящихся к напрягаемой арматуре.

Наклонное сечение в этом случае проводят перпендикулярно направлению главных растягивающих напряжений. Угол наклона главных площадок находят из выражения (3.20). При криволинейной отогнутой арматуре в формулах (3.19) и (3.22) α_i — угол между рассматриваемым сечением и касательной к арматурному пучку в точке пересечения его этим сечением (рис. 3.6, б).

3.4. ОПРЕДЕЛЕНИЕ НАПРЯЖЕННОГО СОСТОЯНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Исходные предпосылки. Большинство расчетов по трещиностойкости железобетонных мостов связано с определением напряжений.

Железобетонные мостовые конструкции, как правило, находятся в сложном напряженном состоянии. Напряжения в сечениях возникают от внутренних усилий — изгибающих и крутящих моментов, поперечных и продольных сил. Кроме того, напряженное состояние конструкции возникает от неравномерного ее нагрева и усадки бетона. Нормы проектирования мостовых конструкций в расчетах по трещиностойкости ограничивают значения напряжений, вызываемых только силовыми воздействиями. К моменту образования трещин напряжения в сжатом бетоне сравнительно невелики, и зависимость между напряжениями и деформациями в этой стадии работы бетона можно считать линейной. В стадии эксплуатации упругой работе бетона способствует многократное приложение временной нагрузки (см. рис. 1.2). Поэтому для определения напряженного состояния элементов в практических расчетах по образованию трещин используют формулы, основанные на теории со-

противления упругих материалов. При упругой работе материалов будет справедлив принцип независимости действия сил.

Формулы для определения напряжений в элементах постоянной высоты основаны на ряде допущений, принятых в сопротивлении материалов, в том числе на допущении о справедливости гипотезы плоских сечений. Однако опытные данные и теоретические исследования свидетельствуют о том, что гипотеза плоских сечений для элементов, поперечные сечения которых изменяются, по существу, несправедлива. И ошибка в расчетах элементов переменной высоты с использованием формул, основанных на гипотезе плоских сечений, будет тем больше, чем интенсивнее изменяются размеры сечения.

Особенно важно учитывать переменность сечений при определении касательных напряжений, так как распределение касательных напряжений в сечениях элементов переменной высоты иное, чем в балках с постоянной высотой. Показать это можно на следующих примерах.

Рассмотрим две консольные балки прямоугольного сечения: постоянной высоты и в виде клина. При загрузке балки постоянной высоты сосредоточенной силой F в сечении AB возникают касательные напряжения τ , наибольшее значение которых будет у центра тяжести сечения (в середине высоты). От действия изгибающего момента M касательные напряжения в этом сечении не возникают (рис. 3.7, а).

Совсем другая картина распределения касательных напряжений от этих нагрузок в клиновидной балке (рис. 3.7, б). Как показывает решение задачи о напряженном состоянии клина методами теории упругости, сила F касательных напряжений по цилиндрическому сечению CD не вызывает. По плоскому сечению KL , проведенному пер-

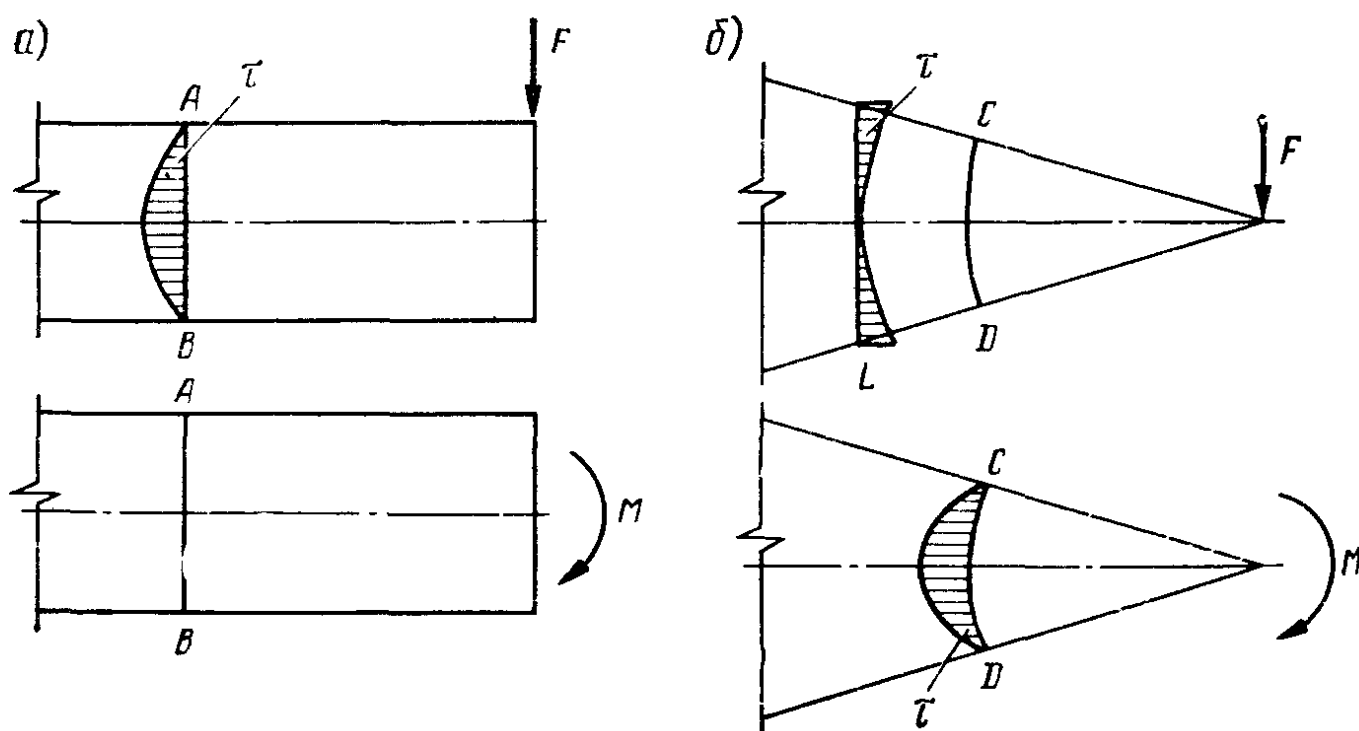


Рис. 3.7. Распределение касательных напряжений:

а — в балках постоянной высоты; б — в клине

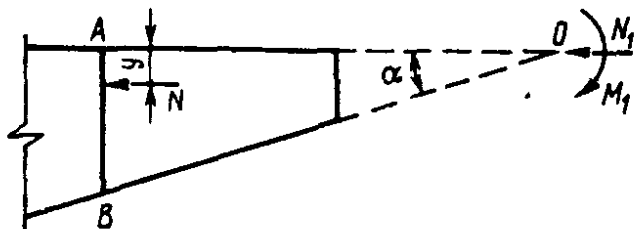


Рис. 3.8. Схема для определения напряженного состояния элемента с переменной высотой сечения

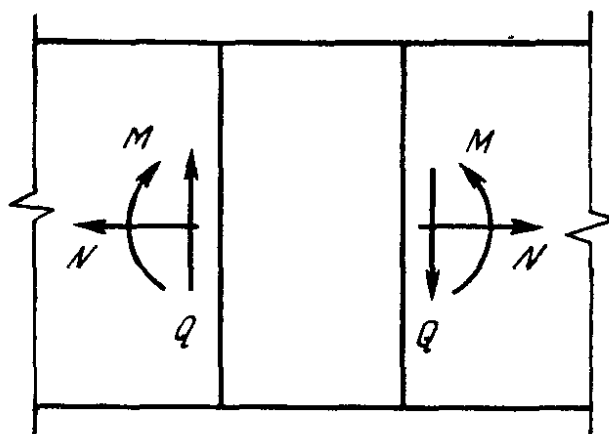


Рис. 3.9. Положительные направления внутренних усилий

пендикулярно горизонтальной плоскости симметрии клина, напряжения τ возникнут, но характер их распределения будет противоположен тому, который появился при загрузке силой F балки постоянного сечения: в середине сечения (у нейтральной оси) касательные напряжения равны нулю. От действия изгибающего момента M в цилиндрическом сечении CD возникают касательные напряжения, наибольшие значения которых будут у нейтральной оси. При этом возникают касательные напряжения τ и по плоскому сечению [62].

Рассмотрим часто применяющийся в мостовых конструкциях консольный элемент с верхней горизонтальной и нижней наклонной гранью (рис. 3.8). В вертикальном сечении AB на расстоянии y от верхней грани приложена сила N (в реальных конструкциях это может быть равнодействующая от усилий в предварительно напрягаемой арматуре). Ее действие можно заменить изгибающим моментом M_1 и продольной силой N_1 , приложенными в точке O_1 , соответствующей линии пересечения продолжений верхней и нижней граней. От действия момента M_1 в рассматриваемом сечении возникнут касательные напряжения. Следовательно, продольная сила N вызывает в вертикальном сечении AB не только нормальные, но и касательные напряжения.

Определение напряжений в элементах постоянной высоты. Нормальные напряжения по сечению, проведенному перпендикулярно оси элемента, определяют по формуле

$$\sigma_{bx} = \sum N_n / A_{red} + \sum M_n y / I_{red}. \quad (3.23)$$

где N_n , M_n — соответственно продольная сила, приложенная в центре тяжести приведенного сечения, и момент в сечении; A_{red} , I_{red} — приведенные геометрические характеристики сечения, подсчитываемые с учетом рассматриваемой стадии работы конструкции; y — расстояние от центра тяжести приведенного сечения до волокна, в котором определяют напряжения (положительно, если точка, в которой определяют напряжения, лежит ниже центра тяжести приведенного сечения).

Значения N_n и M_n определяют от внешних нагрузок и от усилий в предварительно напрягаемой арматуре. Знаки их принимают в соответствии с рис. 3.9.

Продольная сила N_{pn} и изгибающий момент M_{pn} от усилий в предварительно напрягаемой арматуре:

$$N_{pn} = \sum \sigma_p A_p \cos \alpha_p; \quad M_{pn} = \sum N_{pn} e_p, \quad (3.24)$$

где σ_p — напряжение в пучке (стержне) предварительно напрягаемой арматуры на рассматриваемой стадии работы конструкции; e_p — расстояние от уровня приложения усилий в предварительно напрягаемой арматуре, пересекаемой рассматриваемым сечением, до центра тяжести приведенного сечения; α_p — угол наклона отогнутого пучка к продольной оси в месте пересечения его рассматриваемым сечением.

При определении силы N_p и точки ее приложения учитывают все пучки или стержни, пересекаемые рассматриваемым сечением (верхние, нижние, отогнутые), за исключением пучков, которые оканчиваются на участке между рассматриваемым сечением и сечением, проведенным на расстоянии $h/4$ от него. Так, пучки 1 (в отличие от пучков 2) на рис. 3.10 при определении усилий в сечении AB не должны учитываться.

Касательные напряжения τ_q по плоскому сечению, нормальному к продольной оси элемента, вызываемые действием поперечной силы, определяют по формуле

$$\tau_q = \sum Q_n S_{red} / (b I_{red}), \quad (3.25)$$

где Q_n — поперечная сила от постоянной и временной нагрузок и от усилий в предварительно напрягаемой арматуре; S_{red} — статический момент части сечения, расположенной выше (или ниже) волокна, в котором определяют напряжения, относительно осн. проходящей через центр тяжести приведенного сечения; b — ширина элемента на уровне определения напряжений.

Поперечная сила от усилий в предварительно напрягаемой арматуре

$$Q_{pn} = \sum \sigma_p A_p \sin \alpha_p. \quad (3.26)$$

Буквенные обозначения в этом выражении те же, что и в формуле (3.24).

При определении Q_{pn} учитывают те же арматурные пучки или стержни, что и для силы N_{pn} .

Знак поперечной силы принимают в соответствии с принятым в сопротивлении материалов правилом: поперечная сила считается положительной, если слева от рассматриваемого сечения она направлена

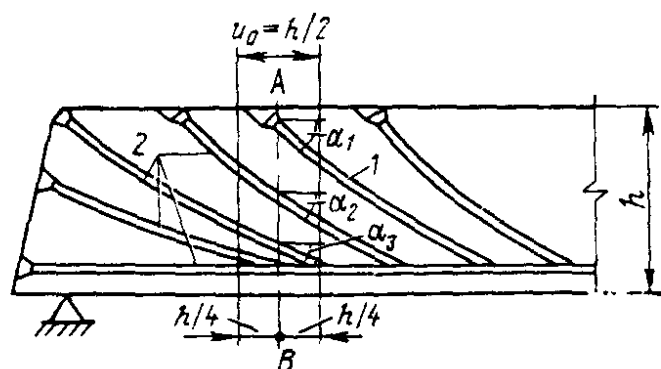


Рис. 3.10. Схема для учета отогнутой арматуры при определении напряженного состояния предварительно напряженного элемента

вверх, а справа — вниз (см. рис. 3.9). Так, в соответствии с этим правилом поперечная сила от усилий в предварительно напряженной арматуре сечения AB элемента, показанного на рис. 3.10, будет отрицательной.

Касательные напряжения, вызываемые крутящим моментом T , в элементах незамкнутого профиля (сечения тавровой и двутавровой

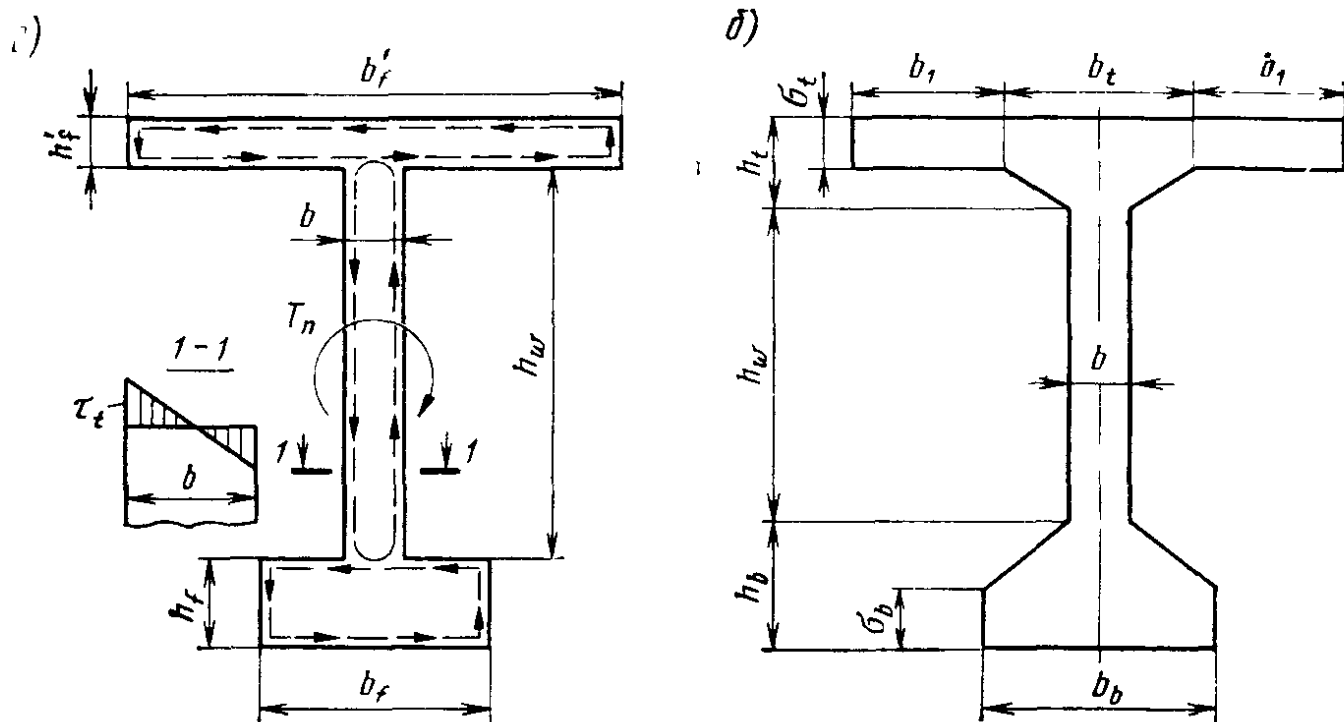


Рис. 3.11. Схемы для определения касательных напряжений, вызываемых крутящим моментом в элементе двутаврового сечения:

a — без учета вутов; *б* — с учетом вутов

формы) определяют, условно разбивая сечение на ряд прямоугольников [21].

Момент инерции на кручение сечения, приведенного на рис. 3.11, *a*,

$$I_t = [b^3 h_w + (h_f')^3 b_f' + h_f^3 b_f] / 3. \quad (3.27)$$

Так как углы закручивания каждого прямоугольника примерно одинаковые, принимают, что крутящий момент T_n распределяется между прямоугольниками пропорционально их моментам инерции на кручение. Поэтому часть крутящего момента, воспринимаемого стенкой полки,

$$T_{nw} = T_n I_{tw} / I_t, \quad (3.28)$$

где I_{tw} — момент инерции на кручение стенки; $I_{tw} = b^3 h_w / 3$.

Предполагается, что в каждом прямоугольнике возникает замкнутый поток касательных напряжений свободного кручения. Следовательно, по ширине сечения касательные напряжения должны менять знак. Принимают линейный закон распределения касательных напряжений по ширине стенки. При этом напряжения у внутренней и наружной граней стенки будут одинаковыми по абсолютному значению, но имеют разные знаки. Их определяют по формуле

$$\tau_t = T_{nw} b / I_{tw}. \quad (3.29)$$

Элементы мостовых конструкций двутаврового и таврового сечения, как правило, имеют вуты, которые значительно повышают жесткость сечения на кручение. Поэтому замена фактического сечения сечением упрощенной формы, состоящим из прямоугольников, может привести к существенным погрешностям в расчетах.

Касательные напряжения в стенке с учетом вутов также могут быть определены по формулам (3.27) ... (3.29) при следующих значениях моментов инерции на кручение:

$$I_t = I_{tw} + I_{tf} + I'_{tf}, \quad (3.30)$$

где I_{tw} , I_{tf} , I'_{tf} — соответственно моменты инерции на кручение стенки, нижней плиты с вутами, верхней плиты с вутами, определяемые [10] по формулам:

$$\left. \begin{aligned} I_{tw} &= b^3 h_w / 3; \\ I_{tf} &= b_b (h_b^4 - \delta_b^4) / [12 (h_b - \delta_b)] - 0,21 \delta_b^4; \\ I'_{tf} &= \delta_t^3 (b_t + 2b_1) / 3 + b_t (h_t^4 - \delta_t^4) / [12 (h_t - \delta_t)] - 0,21 \delta_t^4. \end{aligned} \right\} \quad (3.31)$$

Значения входящих в формулы (3.31) геометрических величин ясны из рис. 3.11, б.

Более точный способ определения жесткости двутаврового сечения при кручении, учитывающий форму сопряжений полок балок со стенкой, изложен в работе [64].

В элементах коробчатого сечения, имеющих в поперечном сечении один замкнутый контур, касательные напряжения τ_t принимают равномерно распределенными по ширине каждой составной части сечения (рис. 3.12, а). Из закона взаимности касательных напряжений следует, что касательное усилие t , приходящееся на единицу длины срединной

линии, постоянно по всему контуру (срединной линией названа линия, проходящая через середины стенок и плит, образующих коробчатое сечение):

$$t = \tau_{t1} b_1 = \tau_{t2} b_2 = \dots = \text{const}. \quad (3.32)$$

Касательные напряжения τ_t образуют замкнутый поток, уравновешивающий действие крутящего момента:

$$T_n = t \oint (r + dr) \cos \alpha ds = 2t \Omega, \quad (3.33)$$

где r — радиус-вектор срединной линии, проводимый из некоторой точки O ; α — угол между радиусом-вектором и перпендикуляром, проведенным из точки O к срединной линии; Ω — площадь, ограничиваемая срединной линией

Из (3.32) и (3.33) следует

$$\tau_t = T_n / (2\Omega b) \quad (3.34)$$

В коробчатых пролетных строениях поперечные сечения имеют как правило, более сложную форму

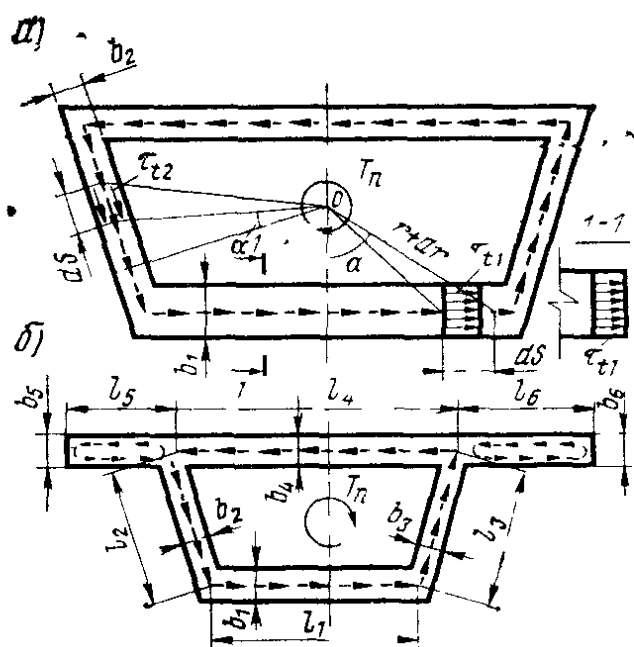


Рис. 3.12. Схема для определения касательных напряжений, вызываемых крутящим моментом в элементе коробчатого сечения:

а — при отсутствии консолей верхней плиты; б — при наличии консолей верхней плиты

Обычно они имеют консоли в уровне верхней плиты (рис. 3.12, б). В этом случае часть крутящего момента будет восприниматься консолями. Распределение крутящего момента между составными частями сечения принимают пропорциональным их моментам инерции на кручение. Но обычно доля крутящего момента, приходящаяся на консоли, незначительна, и в практических расчетах можно принимать, что весь крутящий момент воспринимается частью сечения с замкнутым контуром.

Случай, когда поперечное сечение элемента включает в себя несколько замкнутых контуров, рассмотрен в работе [21]. Подробно вопросы расчета коробчатых пролетных строений моста на кручение рассмотрены там же.

Главные растягивающие σ_{mt} и главные сжимающие σ_{mc} напряжения в бетоне определяют по формуле

$$\left. \begin{matrix} \sigma_{mt} \\ \sigma_{mc} \end{matrix} \right\} = 0,5 \left[(\sigma_{bx} + \sigma_{by}) \pm \sqrt{(\sigma_{bx} - \sigma_{by})^2 + 4\tau_b^2} \right], \quad (3.35)$$

где σ_{bx} — нормальные напряжения по площадкам, параллельным продольной оси элемента; τ_b — касательные напряжения, вызываемые действием поперечной силы Q_n и крутящего момента T_n , т. е. $\tau_b = \tau_q + \tau_t$.

Верхний знак в формуле (3.35) соответствует главным растягивающим напряжениям, нижний — главным сжимающим. Нормальные растягивающие напряжения принимают положительными, сжимающие — отрицательными.

Значения напряжений σ_{by} определяют как сумму напряжений по горизонтальным площадкам, вызываемых усилиями в предварительно напряженных хомутах σ_{byrw} , и напряжений от постоянных σ_{byg} и временных σ_{byv} нагрузок как равномерно распределенных, так и сосредоточенных:

$$\sigma_{by} = \sigma_{byrw} + \sigma_{byg} + \sigma_{byv}. \quad (3.36)$$

Напряжения σ_{byrw} определяют по формуле

$$\sigma_{byrw} = \sigma_{rw} A_{rw} / (u_{rw} b), \quad (3.37)$$

где σ_{rw} — напряжения в напрягаемых хомутах; A_{rw} — площадь сечения всех ветвей одного ряда напрягаемых хомутов; u_{rw} — шаг напрягаемых хомутов.

При действии на балку прямоугольного сечения шириной b и высотой h равномерно распределенной нагрузки интенсивностью q точное решение задачи (методами теории упругости) дает следующее распределение напряжений σ_y [62] по высоте сечения (рис. 3.13, а):

$$\sigma_y = -q (1 + 2y^3/h^3 - 3y^2/h^2) / b, \quad (3.38)$$

где y — расстояние от верха балки до точки, в которой определяют напряжения.

Криволинейную эпюру напряжений σ_y с достаточной для практических целей точностью можно заменить прямолинейной эпюрой (штриховая линия на рис. 3.13, а), и выражение для определения σ_y упрощается:

$$\sigma_y = -q (1 - y/h) / b. \quad (3.39)$$

Заметим, что формулы (3.38) и (3.39) для середины высоты сечения дают одно и то же значение напряжений.

С учетом изложенного напряжения в бетоне от действия равномерно распределенной постоянной q и временной v нагрузок, приходящихся на одну балку, можно определить по формуле

$$\sigma_{by} = -(g+v) (1-y/h)/b. \quad (3.40)$$

В состав нагрузки включают ту часть постоянной нагрузки, которая действует на верхнюю грань балки, т. е. вес мостового или ездового полотна, а для элементов таврового (двутаврового, коробчатого) сечения — также вес верхней плиты. Временную нагрузку учитывают в том случае, когда она ухудшает работу конструкции по условиям трещиностойкости.

Если к балке прямоугольного сечения приложена сосредоточенная сила F , напряжения σ_{by} в ней можно определить по приближенной формуле

$$\sigma_{by} = -F (1-y/h) (1-x/y_1)/(by), \quad (3.41)$$

где $x \leq y_1$; $y_1 = y$ при $y \leq 0,5h$ и $y_1 = 0,5h$ при $y > 0,5h$.

Результаты подсчета напряжений σ_y по этой формуле не очень сильно отличаются от точного решения [62] а при $y \geq 0,5h$ почти совпадают с ним (рис. 3.14).

На рис. 3.14 приведены значения напряжений при $F = 1$; $b = 1$; $h = 1$ (значения напряжений, получаемые при точном решении, даны в скобках).

Сосредоточенные силы, т. е. приложенные в одной точке, непосредственно на пролетное строение не действуют, они всегда распределены на некоторой площади размером $d \times b_1$, поэтому напряжения σ_{by} не могут быть больше $F/(db_1)$.

С некоторым приближением формулы (3.40), (3.41) можно распространить и на другие формы поперечного сечения, принимая за величину h ширину сечения в точке, где определяют напряжения.

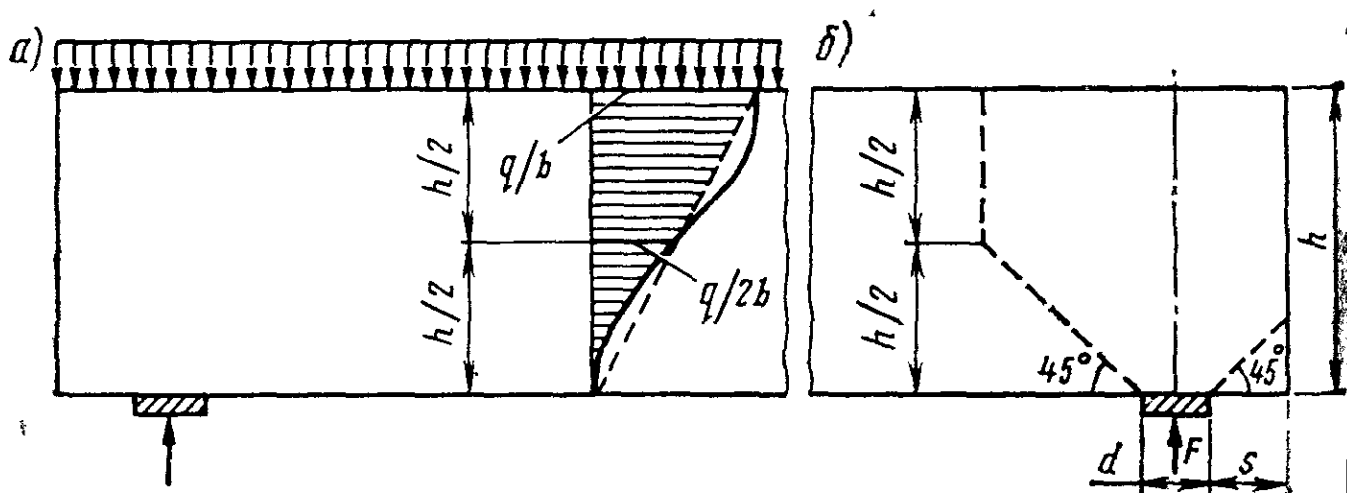


Рис 3.13 Схемы для определения напряжений σ_{by} :
а — от равномерно распределенной нагрузки, б — от опорной реакции

Приближенные значения напряжений σ_{by} в приопорном участке балки можно подсчитать по формуле

$$\sigma_{by} = -F(1 - y/h)/A_0, \quad (3.42)$$

где F — опорная реакция; A_0 — площадь продольного сечения балки, ограниченного ее контуром и штриховой линией на рис. 3.13, б; y — расстояние от низа балки до рассматриваемого продольного сечения.

Определение напряжений в элементах с переменной высотой сечения. В мостовых конструкциях наиболее часто находят применение элементы, высота которых изменяется незначительно. Если угол α (рис. 3.15) между верхней и нижней гранями элемента или между верхней гранью и касательной к нижнему криволинейному очертанию не превышает $10 \dots 15^\circ$, то нормальные напряжения σ_{bx} по плоскому вертикальному сечению можно с достаточной для практических целей точностью определять по формуле (3.23), т. е. как для элемента с постоянной высотой сечения. Касательные напряжения τ_{by} и нормальные напряжения по горизонтальным площадкам σ_{by} определяют из следующих зависимостей:

$$\left. \begin{aligned} \tau_{bxy} &= \tau_{br\varphi} + (\sigma_{b\varphi} - \sigma_{bx}) \operatorname{tg} \varphi; \\ \sigma_{by} &= \sigma_{bx} \operatorname{tg}^2 \varphi + \\ &+ \sigma_{b\varphi} (1 - \operatorname{tg}^2 \varphi) - 2\tau_{br\varphi} \operatorname{tg} \varphi, \end{aligned} \right\} \quad (3.43)$$

где $\tau_{br\varphi}$ — касательные напряжения по цилиндрическому сечению, проведенному ортогонально верхнему и нижнему очертанию элемента, на уровне волокна, определяемого координатой φ ; $\sigma_{b\varphi}$ — нормальные напряжения по площадкам, перпендикулярным цилиндрическому сечению, на том же уровне.

Угол φ принимают положительным, если он отсчитывается от прямойной грани элемента против хода часовой стрелки.

Для определения напряжений $\tau_{br\varphi}$ рассмотрим равновесие отделенной цилиндрическим сечением AB части элемента, показанного на

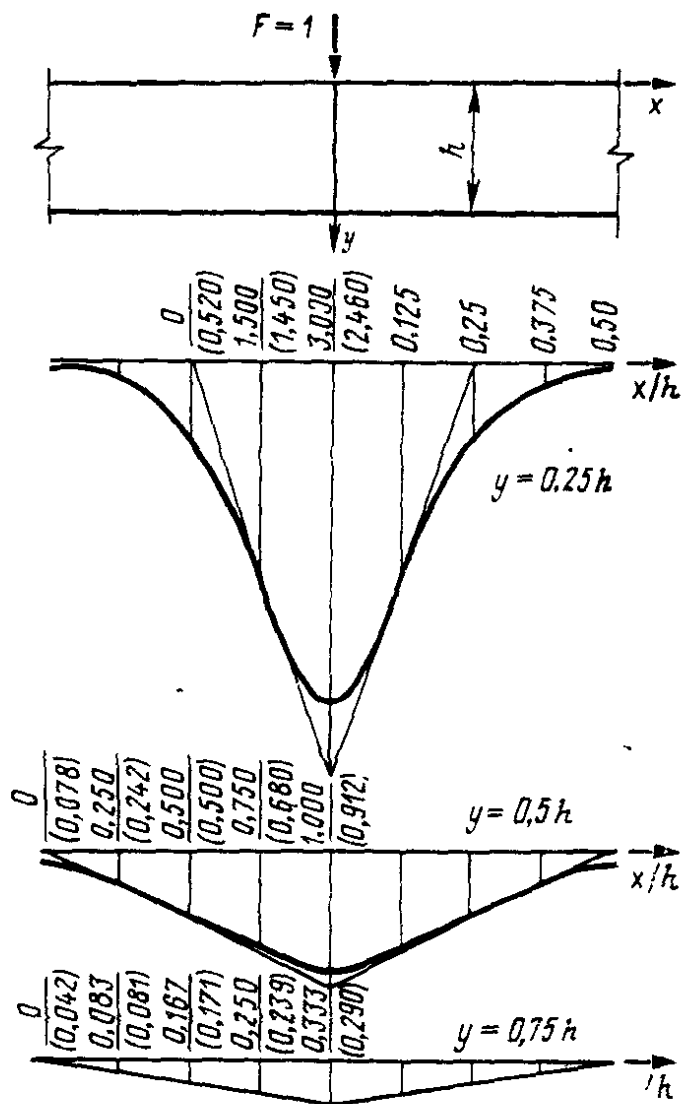


Рис. 3.14. Действие сосредоточенной силы на балку постоянного сечения: жирная линия — точное решение, тонкая линия — приближенное решение

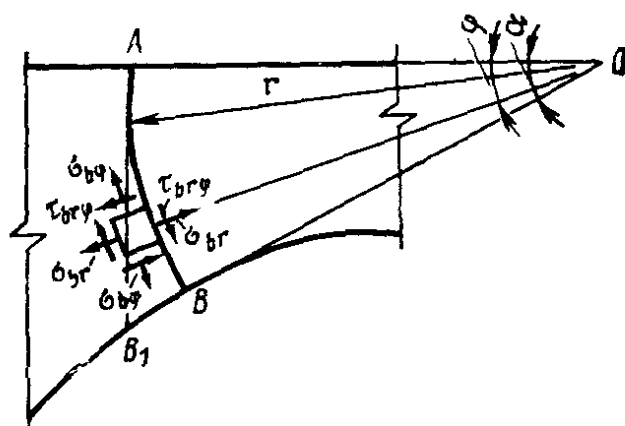


Рис. 3.15. Напряженное состояние в точке цилиндрического сечения

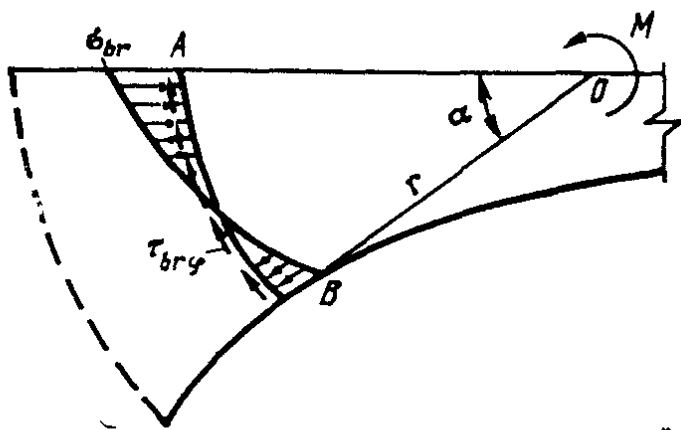


Рис 3.16. Распределение напряжений по цилиндрическому сечению

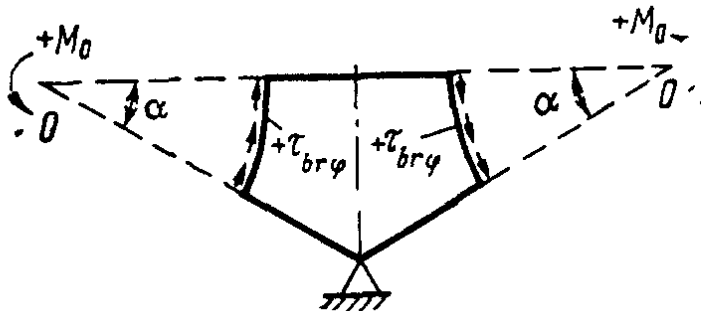


Рис. 3.17. Положительные направления касательных напряжений в цилиндрических сечениях

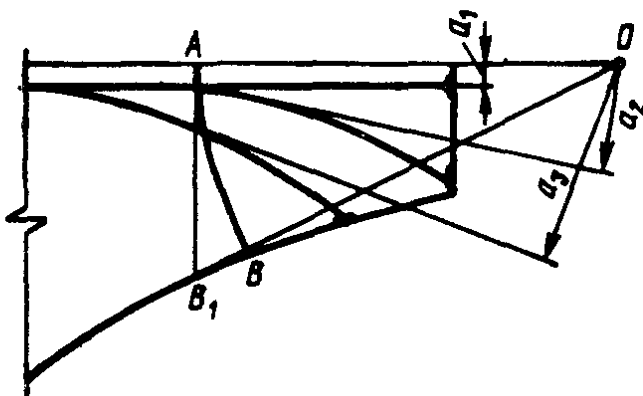


Рис 3.18 Схема для определения условной поперечной силы, вызываемой усилиями в предварительно напрягаемой арматуре

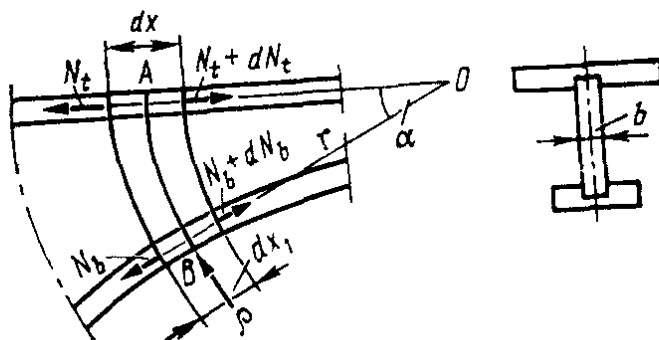


Рис 3.19. Схема для определения касательных напряжений в элементе двутаврового сечения

рис. 3.16. Составим сумму моментов всех внешних и внутренних сил, действующих на отделенную часть, относительно точки O, которую назовем полюсом цилиндрического сечения:

$$M_0 = \int_{A_c} \tau_{br\varphi} r dA_c$$

или

$$\int_{A_c} \tau_{br\varphi} dA_c = M_0/r,$$

где M_0 — сумма моментов всех внешних сил, расположенных по одну сторону сечения AB (со стороны полюса), относительно точки O; r — радиус цилиндрического сечения; A_c — площадь цилиндрического сечения.

Отношение M_0/r назовем условной поперечной силой Q^* , т. е.

$$Q^* = M_0/r. \quad (3.44)$$

Напряжения $\tau_{br\varphi}$ можно определить по формуле

$$\tau_{br\varphi} = \sum Q^* S_{red} / (b I_{red}). \quad (3.45)$$

Условную поперечную силу определяют от постоянных и временных нагрузок и от усилий в предварительно напрягаемой арматуре.

При $\alpha < 10^\circ$ в формулу (3.45) вводят приведенные геометрические характеристики, подсчитанные для плоского вертикального сечения AB_1 (см. рис. 3.15).

Момент M_0 принимают положительным, если он направлен против хода часовой стрелки. Условная поперечная сила Q^* и касательные напряжения $\tau_{br\varphi}$ положительны, если они соответствуют положительному значению M_0 (рис. 3.17).

Условная поперечная сила от усилий в предварительно напрягаемой арматуре найдется из выражения

$$Q_p^* = \sum \sigma_p A_p a/r, \quad (3.46)$$

где a — расстояние от точки O до пучка (стержня) или до касательной к направлению пучка (стержня) в точке пересечения его рассматриваемым сечением (рис. 3.18).

Можно принять, что напряжения $\sigma_{b\varphi}$ от постоянной нагрузки q и равномерно распределенной временной нагрузки v по цилиндрическому сечению распределяются по тому же закону, что и по плоскому вертикальному сечению. Эти напряжения определяют по формуле

$$\sigma_{b\varphi} = -(g+v)(1-\varphi/\alpha)/b. \quad (3.47)$$

При действии на элемент сосредоточенной силы F напряжения можно определять по формуле (3.41), принимая в ней $y = r\varphi$; $h = r\alpha$.

Постоянную нагрузку в формуле (3.47) следует учитывать так же, как и в элементах постоянной высоты.

В мостовых конструкциях неразрезной балочной, консольно-балочной и других систем часто высоту главных балок делают переменной, увеличивающейся к опорному сечению. В этом случае следует рассчитать плоское вертикальное сечение, проходящее через центр опорной части.

В случаях когда $\sigma_{b\varphi} = 0$, равенства (3.43) принимают вид:

$$\left. \begin{aligned} \tau_b &= \tau_{br\varphi} - \sigma_{bx} \operatorname{tg} \varphi; \\ \sigma_{by} &= \sigma_{bx} \operatorname{tg}^2 \varphi - 2\tau_{br\varphi} \operatorname{tg} \varphi. \end{aligned} \right\} \quad (3.48)$$

Если высота сечения изменяется значительно ($\alpha > 10^\circ$), то нормальные напряжения σ_{br} по цилиндрическому сечению следует определять по формуле

$$\sigma_{br} = \sum N_n / A_{c, red} + \sum M_n r (\varphi - \varphi_0) / I_{c, red}, \quad (3.49)$$

где $A_{c, red}$, $I_{c, red}$ — соответственно площадь и момент инерции приведенного цилиндрического сечения при его условной высоте $h = r\alpha$; φ_0 — координата, определяющая положение центра тяжести приведенного цилиндрического сечения;

$$\varphi_0 = S_{c, red} / (r A_{c, red}). \quad (3.50)$$

В формуле (3.50) $S_{c, red}$ — приведенный статический момент площади цилиндрического сечения (при $h = r\alpha$) относительно оси, проходящей через верх сечения.

Касательные напряжения в этом случае определяют по формуле

$$\begin{aligned} \tau_{br\varphi} &= \tau_{br\varphi}^{(b)} + (\tau_{br\varphi}^{(t)} - \tau_{br\varphi}^{(b)}) (1 - \varphi/\alpha) + \\ &+ [Q^*/b - 0,5 (\tau_{br\varphi}^{(t)} + \tau_{br\varphi}^{(b)}) r \alpha] S_{c, red}^{(w)} / I_{c, red}^{(w)}, \end{aligned} \quad (3.51)$$

где $S_{c, red}^{(w)}$, $I_{c, red}^{(w)}$ — приведенный статический момент части сечения стенки и момент инерции цилиндрического сечения стенки относительно оси, проходящей через ее центр, подсчитанные при $h = r\alpha$ (рис. 3.19); $\tau_{br\varphi}^{(t)}$, $\tau_{br\varphi}^{(b)}$ — касательные напряжения в местах примыкания верхней и нижней плит к стенке.

Можно принять, что примыкание плиты и стенки происходит в середине толщины плиты.

При прямоугольном поперечном сечении $\tau_{br\varphi}^{(t)} = \tau_{br\varphi}^{(b)} = 0$ и формула (3.51) принимает вид (3.45).

В мостовых конструкциях высота плит обычно невелика по сравнению с полной высотой сечения. В этом случае напряжения $\tau_{br\varphi}^{(t)}$ и $\tau_{br\varphi}^{(b)}$ могут быть найдены из выражений:

$$\left. \begin{aligned} \tau_{br\varphi}^{(t)} &= -d N_t / (b dx); \\ \tau_{br\varphi}^{(b)} &= d N_b / (b dx_1), \end{aligned} \right\} \quad (3.52)$$

где N_t и N_b — продольные усилия соответственно в верхней и нижней плитах.

Эти усилия можно определить, умножив средние нормальные напряжения в плите на ее площадь.

Производные dN_t/dx и dN_b/dx_1 в практических расчетах можно определять путем деления разности усилий в плитах в двух близко расположенных сечениях на расстояние между этими сечениями. Величины dx_1 и dx связаны между собой следующей зависимостью:

$$dx_1 = \frac{\rho \sin^2 \alpha}{\rho \sin^2 \alpha + y (1 - \cos \alpha)} dx. \quad (3.53)$$

Значения входящих в формулу (3.53) величин ясны из рис. 3.19. В случае когда нижняя грань элемента плоская, $\rho = \infty$ и $dx_1 = dx$. Касательные напряжения, возникающие в результате кручения элемента, можно определять по тем же формулам, что и в элементах с постоянной высотой сечения, принимая высоту сечения h равной rx .

Изложенные способы определения напряжений в элементах переменного сечения являются приближенными. Однако, как показано в работе [13], они обеспечивают точность, достаточную для практических расчетов мостовых конструкций.

Если высота сечения изменяется очень сильно ($\alpha > 20^\circ$), напряжения в нем следует определять более точными способами, например приведенными в работе [13]. Заметим, что в расчетах, связанных с определением касательных, а следовательно, и главных напряжений, переменность высоты сечения надо учитывать всегда.

Покажем это на примере определения напряженного состояния сечения AB консоли, размеры которой приведены на рис. 3.20, a . К концу консоли приложена сосредоточенная сила $F = 1$ МН. Сечение армировано 10 пучками из 24 проволок класса В-II каждый ($A_p = 0,0047$ м²). Установившееся напряжение в арматуре $\sigma_{p2} = 900$ МПа, общее усилие в ней $N_p = 4,23$ МН. Собственный вес части консоли, расположенный справа от сечения AB , равен 0,716 МН. Геометрические характеристики сечения: $A_{red} = 0,676$ м²; $I_{red} = 0,272$ м⁴.

Расстояние от сечения AB до полюса O

$$r = h / \operatorname{tg} \alpha = 12,0 \text{ м.}$$

Условная поперечная сила в сечении:
от силы F

$$Q_1^* = F (r - 5,0) / r = 1,0 (12,0 - 5,0) / 12,0 = 0,583 \text{ МН;}$$

от усилий в предварительно напрягаемой арматуре

$$Q_2^* = -N_p a' / r = -4,23 \cdot 0,06 / 12 = -0,06 / 12 = -0,021 \text{ МН};$$

от собственного веса консоли $Q_3^* = 0,057 \text{ МН}$.

Суммарная поперечная сила $Q^* = 0,619 \text{ МН}$, суммарный изгибающий момент $M_n = 2,789 \text{ МН} \cdot \text{м}$.

Так как угол наклона нижней грани консоли меньше 10° , для определения напряжений в сечении можно воспользоваться формулами (3.45) и (3.48). Напряжения σ_{bx} , τ_{by} , σ_{by} подсчитаны у верха сечения, в месте примыкания ребра к плите, на уровне центра тяжести приведенного сечения, на половине высоты сечения и у его низа. Эпюры напряжений приведены на рис. 3.20, б. На этом же рисунке штриховой линией показана эпюра касательных напряжений в сечении, подсчитанных без учета переменной высоты сечения.

Геометрические характеристики приведенного сечения. В формулы для определения напряжений в элементах предварительно напряженных железобетонных конструкций входят геометрические характеристики расчетных сечений, форма и размеры которых могут несколько отличаться от фактических. Прежде всего следует учесть установленные нормами проектирования ограничения вводимой в расчет ширины

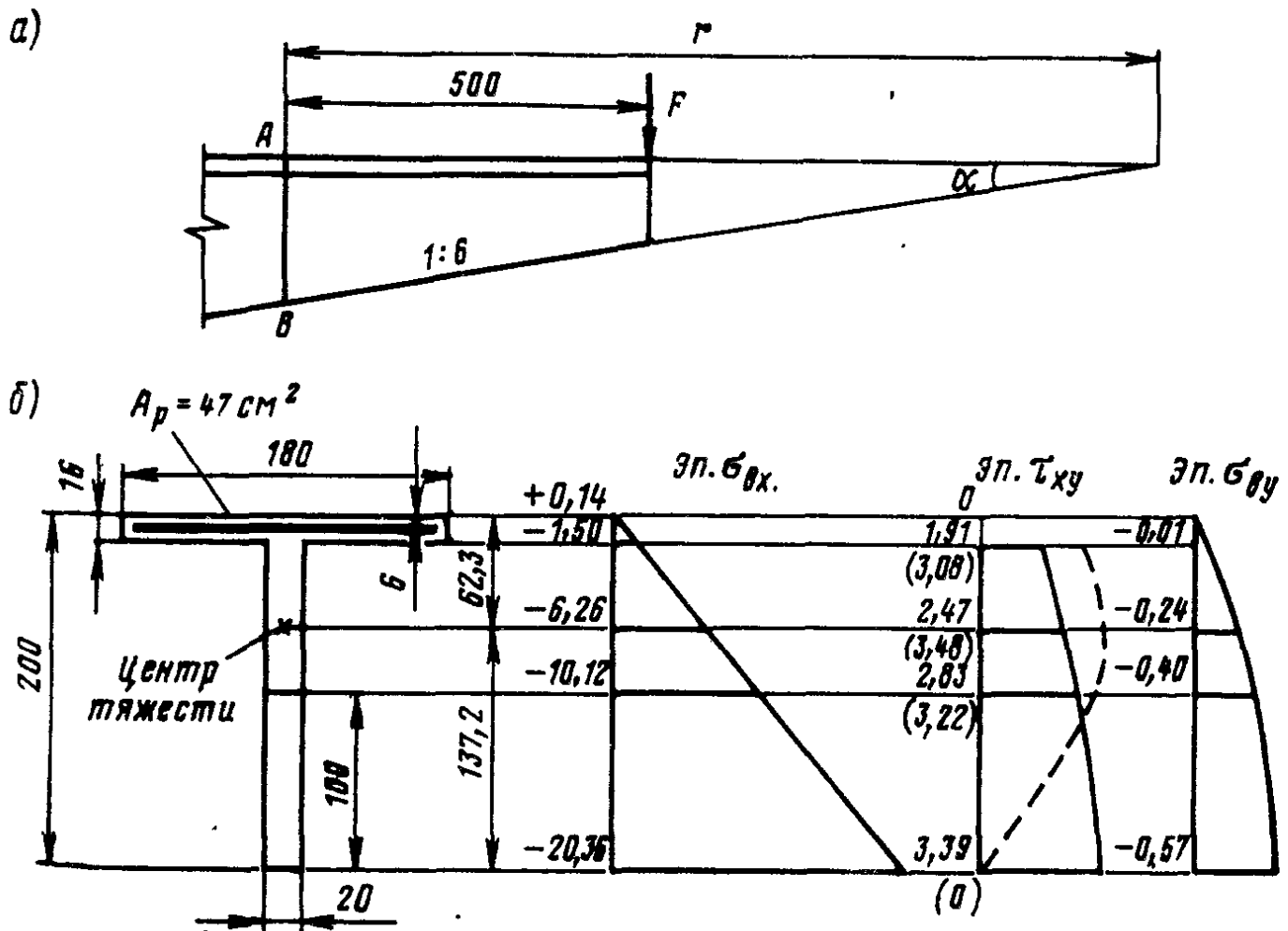


Рис. 3.20. Схемы к примеру расчета консоли переменной высоты:

а — общий вид консоли; б — поперечное сечение и эпюры напряжений в нем (линейные размеры — в сантиметрах, напряжения — в мегапаскалях)

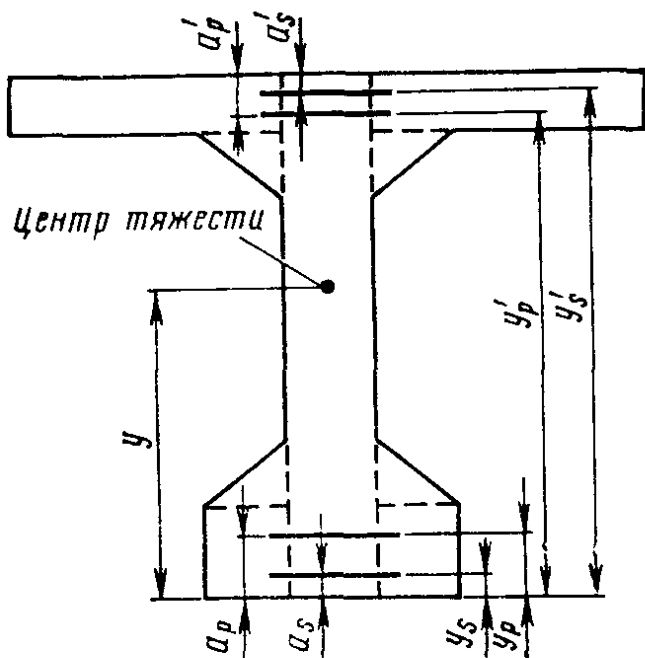


Рис. 3.21. Схема для определения геометрических характеристик приведенного сечения

площадь и центр тяжести каждой составной части, подсчитать сумму статических моментов ΣS_{m-m} этих площадей и приведенных площадей арматуры относительно оси $m-m$, проходящей через нижнюю грань сечения (см. рис. 3.21). После этого по формуле

$$y_{red} = \Sigma S_{m-m} / A_{red}$$

определяют положение центра тяжести приведенного сечения и подсчитывают момент инерции приведенного сечения относительно оси, проходящей через его центр тяжести:

$$\begin{aligned} I_{red} = & \Sigma [I_{bi} + A_{bi} (y_i - y_{red})^2] + \\ & + (n_{1p} - 1) [A_p (y_p - y_{red})^2 + A'_p (y'_p - y_{red})^2] + \\ & + (n_{1s} - 1) [A_s (y_s - y_{red})^2 + A'_s (y'_s - y_{red})^2], \end{aligned} \quad (3.55)$$

где I_{bi} , A_{bi} — соответственно моменты инерции составляющих сечений частей относительно собственных центральных осей и площади этих частей; y_i — расстояние от центра тяжести составной части сечения до низа всего сечения; y_p , y'_p , y_s , y'_s — расстояния от центров тяжести соответственно напрягаемой и обычной арматуры до низа сечения.

Для конструкций с натяжением арматуры на бетон геометрические характеристики зависят от стадии их работы.

В стадии создания предварительного напряжения следует учитывать ослабление бетонного сечения открытыми или закрытыми канала-

плиты (см. § 2.2). В целях упрощения расчета криволинейные вуты можно заменить прямолинейными той же площади (рис. 3.21).

Для конструкций с натяжением арматуры на упоры при определении геометрических характеристик учитывают всю напрягаемую и ненапрягаемую арматуру в расчетах по всем стадиям работы конструкции. Площадь приведенного сечения для таких конструкций

$$\begin{aligned} A_{red} = & A_b + (n_{1p} - 1) (A_p + A'_p) + \\ & + (n_{1s} - 1) (A_s + A'_s). \end{aligned} \quad (3.54)$$

Для определения момента инерции I_{red} сечение следует разбить на составляющие его прямоугольники и треугольники, определить пло-

ми площадью A_0 и не включать в состав сечения напрягаемую арматуру, не имеющую сцепления с бетоном:

$$\left. \begin{aligned} A_{red} &= A_b - \Sigma A_0 + (n_s - 1) (A_s + A'_s); \\ I_{red} &= \Sigma [I_{bi} + A_{bi} (y_i - y_{red})^2] - \\ &\quad - \Sigma A_0 (y_0 - y_{red})^2 + (n_s - 1) [A_s (y_s - \\ &\quad - y_{red})^2 + A'_s (y'_s - y_{red})^2], \end{aligned} \right\} \quad (3.56)$$

где y_0 — расстояние от центра тяжести канала до низа сечения.

Для других стадий работы конструкции с незаполненными бетоном или раствором каналами при заанкеренной напрягаемой арматуре (это может быть, например, в стадии монтажа) в правые части формул (3.56) добавляют члены, учитывающие напрягаемую арматуру.

На стадии эксплуатации при определении геометрических характеристик приведенного сечения учитывают всю площадь напрягаемой арматуры, имеющей сцепление с бетоном, и площадь заинъецированных закрытых каналов. Бетон омоноличивания открытых каналов допускается учитывать, если скалывающие напряжения в бетоне по контакту с основным бетоном элемента не превышают $0,5 R_{b,sh}$ и выполнены специальные технологические мероприятия.

Для обеспечения сцепления бетона омоноличивания в открытых каналах с бетоном предварительно напряженного элемента рекомендуется выпускать из этого элемента арматурные стержни или концы хомутов с шагом не более 10 см и покрывать очищенные поверхности, примыкающие к бетону омоноличивания, цементным коллоидным или полимерцементным клеем. Этим же клеем следует покрывать и напрягаемую арматуру. Для омоноличивания должен применяться бетон с водоцементным отношением не более 0,4. Неблагоприятное влияние на совместную работу основного бетона элемента и бетона омоноличивания оказывает усадка последнего. Поэтому, для того чтобы исключить усадку, наружные поверхности бетона омоноличивания рекомендуется покрывать противоусадочным пароизолирующим составом.

Если прочность бетона омоноличивания отличается от прочности бетона основной конструкции, то его площадь включают в состав сечения с коэффициентом, равным отношению их модулей упругости. Это относится и к элементам сборных и сборно-монолитных конструкций, сечения которых имеют бетоны разных классов.

✓ **Определение потерь предварительных напряжений в арматуре.** При изготовлении предварительно напряженных железобетонных конструкций усилия натяжения арматуры контролируют по показаниям манометров, удлинению арматуры и специальными приборами. Напряжения, возникающие в арматуре от этих усилий, называют контролируемыми. С течением времени в результате влияния различных факторов напряжения будут уменьшаться. В расчетах мостовых конструкций учитывают следующие факторы, вызывающие потери предварительного напряжения арматуры: релаксацию напряжений в арматуре, разность температур натянутой арматуры и устройства, воспринимаю-

щего усилие натяжения, при прогреве бетона, деформацию анкеров, расположенных у натяжных устройств, трение напрягаемой арматуры о стенки закрытых и открытых каналов или об огибающие приспособления, деформации стальных форм при изготовлении конструкций с натяжением на упоры, быстرونатекающую ползучесть бетона при натяжении арматуры на упоры, т. е. ту часть неупругих деформаций бетона, которая проявляется на стадии его обжатия (см. § 1.1), усадку и ползучесть бетона, смятие между витками спиральной или кольцевой арматуры, наматываемой на бетон, деформации обжатия стыков между блоками.

Потери от релаксации напряжений проволочной арматуры при механическом способе ее натяжения

$$\sigma_1 = (0,22\sigma_{con}/R_{pn} - 0,1) \sigma_{con}, \quad (3.57)$$

где σ_{con} — контролируемое напряжение.

Потери от релаксации напряжений стержневой арматуры при механическом способе натяжения (МПа)

$$\sigma_1 = 0,1 \sigma_{con} - 20, \quad (3.58)$$

а при электротермическом и электромеханическом способах натяжения принимают равными $0,03\sigma_{con}$.

Если вычисленные по формулам (3.57) или (3.58) значения потерь напряжений окажутся отрицательными, то их принимают равными нулю.

Разность Δt между температурой нагретой арматуры и неподвижных упоров (вне зоны нагрева), воспринимающих усилия натяжения, вызовет потерю напряжений σ_2 , принимаемую равной $1,25\Delta t$ для бетонов классов В25 — В40 и $1,0\Delta t$ для бетонов класса В45 и выше. При отсутствии точных данных о температуре упоров и арматуры рекомендуется принимать $\Delta t = 65^\circ\text{C}$. Потери от температурного перепада не учитывают, если в процессе термообработки производят подтяжку напрягаемой арматуры на величину, компенсирующую эти потери.

Потери напряжений, связанные с деформацией анкеров, усадкой бетона, трением арматуры о стенки каналов или об огибающие приспособления, зависят от способа создания предварительных напряжений в конструкции. Они будут разными при натяжении арматуры на упоры и бетон.

При создании предварительных напряжений в арматуре длина ее увеличивается на некоторую величину, зависящую от контролируемых напряжений. За счет деформаций анкерных устройств первоначальное удлинение арматуры несколько уменьшается, а следовательно, уменьшаются и напряжения в ней. Потери предварительных напряжений арматуры зависят от конструкции анкерных устройств и способа создания предварительных напряжений. При натяжении арматуры на упоры первоначальное удлинение арматуры снизится на величину Δl за счет деформаций анкеров, смятия бетона под ними и т. п. Так как арматура

работает в упругой стадии, используя закон Гука, получим величину потерь для этого случая

$$\sigma_3 = \Delta l E_p / l, \quad (3.59)$$

при этом Δl принимают равным 2 мм на каждый анкер.

При натяжении арматуры на бетон σ_3 определяют по формуле

$$\sigma_3 = (\Delta l_1 + \Delta l_2) E_p / l, \quad (3.60)$$

где Δl_1 — обжатие шайб под анкерами и обжатие бетона под шайбами, принимаемое равным 0,5 мм на каждый шов, но не менее 2 мм на каждый анкер, за который производят натяжение; Δl_2 — перемещение арматурного элемента относительно анкера.

Перемещение Δl_2 зависит от типа анкера и его принимают на каждый анкер равным: для анкера стаканного типа, в котором проволока закрепляется при помощи сплава, бетона, конусного закрепления или высаженных головок — 2 мм, для натягаемых хомутов — 1 мм, для конусных анкеров пучков из арматурных канатов класса К-7 — 8 мм.

В формулах (3.59), (3.60) l — длина натягиваемого арматурного элемента между анкерами в мм.

При натяжении арматуры на бетон трение арматуры о стенки каналов вызывает потерю напряжений в ней

$$\sigma_4 = \sigma_{\text{con}} (1 - e^{-(\omega x + \delta \theta)}), \quad (3.61)$$

где e — основание натуральных логарифмов; ω — коэффициент, учитывающий случайные (местные) отклонения прямолинейного участка канала от его проектного положения; δ — коэффициент, учитывающий трение криволинейных участков арматуры о стенки каналов; x — длина участка от натяжного устройства до рассматриваемого сечения, м; θ — суммарный угол поворота оси арматуры, рад (рис. 3.22, а).

Значения коэффициентов ω и δ принимают по СНиП 2.05.03-84.

В местах перегиба полигональной арматуры железобетонных элементов, изготавливаемых по стендовой технологии (натяжение на упоры), возникают силы трения, вызываемые составляющей S усилий в пучке P_1 и P_2 . Сила S зависит от контролируемого напряжения в арматуре σ_{con} и угла поворота оси арматуры (рис. 3.22, б). Потери напряжения на трение от усилия S определяют по формуле (3.61), принимая в ней $\omega = 0$ и $\delta = 0,25$.

При применении отклоняющих упорных устройств, отдельных для каждого арматурного элемента и имеющих возможность перемещения вдоль стенда, потери от трения арматуры об огибающие приспособления допускается не учитывать.

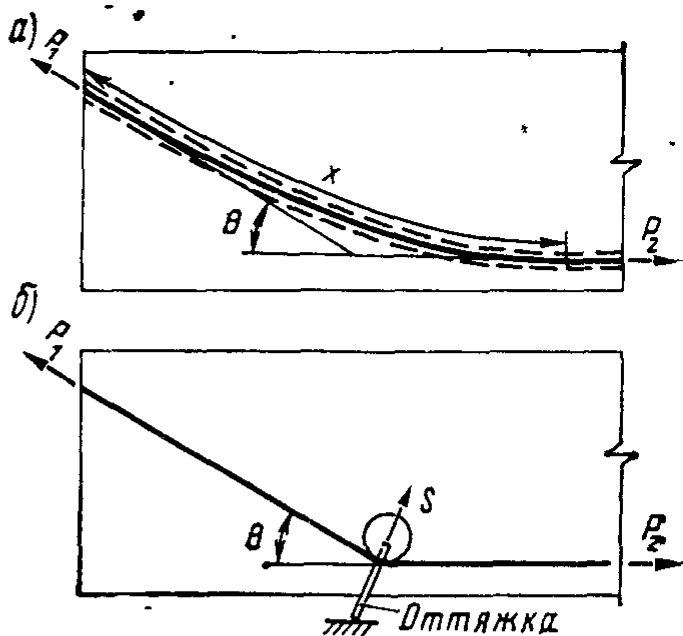


Рис. 3.22. Схемы для определения потерь от трения арматуры:

а — натяжение арматуры на бетон, б — натяжение арматуры на упоры

Влияние деформаций стальных форм на потерю предварительного напряжения в арматуре необходимо учитывать по следующим соображениям. Предположим, что с упором на стальную форму была одновременно натянута группа арматурных пучков с некоторым контролируемым усилием. При натяжении последующих групп пучков будут происходить дополнительные деформации стальных форм (укорочение), а следовательно, будет уменьшение напряжений в них. Потери напряжений при этом определяются по формуле

$$\sigma_5 = \eta E_p \Delta l / l, \quad (3.62)$$

где η — коэффициент, учитывающий неодновременное натяжение пучков (стержней); Δl — сближение упоров по направлению усилий в предварительно напрягаемой арматуре, определяемое по расчету стальной фермы, l — расстояние между наружными гранями упоров.

Коэффициент η определяют по формуле

$$\eta = 0,5 (n - 1) / n,$$

где n — число групп арматурных элементов (пучков или стержней), натягиваемых неодновременно.

Если все арматурные элементы натягивают одновременно, $n = 1$ и $\sigma_5 = 0$. При отсутствии данных о технологии изготовления и конструкции форм принимают $\sigma_5 = 30$ МПа.

Быстронатекающая ползучесть бетона естественного твердения при натяжении арматуры на упоры вызывает потерю напряжений, которую принимают равной $40 \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}}$ при $\sigma_{bp}/R_{bp} \leq 0,8$, а при $\sigma_{bp}/R_{bp} > 0,8$ подсчитывают по формуле

$$\sigma_6 = 32 + 94 (\sigma_{bp}/R_{bp} - 0,8), \quad (3.63)$$

где σ_{bp} — напряжение в бетоне на уровне центра тяжести соответствующей продольной арматуры, определенное с учетом потерь в напрягаемой арматуре $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3, \sigma_4, \sigma_5$.

Для бетонов, подвергаемых тепловой обработке, указанные напряжения σ_6 принимают с коэффициентом 0,85, а при натяжении арматуры на бетон $\sigma_6 = 0$.

Потери напряжений в арматуре σ_7 , вызываемые усадкой бетона, зависят от прочности бетона на сжатие и особенностей изготовления конструкции. Их конкретные значения принимают по СНиП 2.05.03-84.

Потери от ползучести бетона σ_8 принимают равными $150 \alpha \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}}$ при $\sigma_{bp}/R_{bp} \leq 0,75$, а при $\sigma_{bp}/R_{bp} > 0,75$ вычисляют по формуле

$$\sigma_8 = 300\alpha (\sigma_{bp}/R_{bp} - 0,375), \quad (3.64)$$

где σ_{bp} — напряжения в бетоне на уровне центра тяжести соответствующей продольной арматуры, определяемые с учетом потерь в напрягаемой арматуре $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3, \sigma_4, \sigma_5, \sigma_6$; α — коэффициент, принимаемый равным для бетонов естественного твердения 1,0, а для бетонов, подвергнутых тепловой обработке при атмосферном давлении, — 0,85.

Как было указано ранее, усадка и ползучесть бетона существенно зависят от окружающей конструкцию среды, в первую очередь, от влажности воздуха. Поэтому для конструкций, эксплуатация которых предполагается при влажности воздуха ниже 40 %, потери от усадки и ползучести бетона увеличивают на 25 %; для конструкций, предназначенных для эксплуатации в климатическом подрайоне IVA согласно СНиП 2.01.01-82 и не защищенных от солнечной радиации, эти потери следует увеличивать на 50 %.

Потери в спиральной или кольцевой арматуре, наматываемой на бетон, происходят в результате его смятия. Эти потери при диаметре конструкции $d_{ext} \leq 300$ см

$$\sigma_9 = 70 - 0,22d_{ext}, \quad (3.65)$$

В сборных предварительно напряженных конструкциях потери напряжений в арматуре происходят за счет деформаций обжатия стыков между блоками. Их определяют по формуле

$$\sigma_{10} = n \Delta l E_p / l, \quad (3.66)$$

где n — число швов конструкции на длине натягиваемой арматуры; Δl — обжатие одного шва; l — длина натягиваемой арматуры.

Для стыков, заполненных бетоном, $\Delta l = 0,3$ мм. Деформации обжатия клеевых стыков после отверждения клея практически не происходит, в этом случае $\Delta l = 0$.

Общие потери напряжений всех видов в напрягаемых стержневых хомутах с плотно завинчивающимися гайками с шайбами допускается принимать в размере 98 МПа.

Напряжения в элементах конструкций, вызываемые усилиями в предварительно напрягаемой арматуре, определяют с учетом: на стадии обжатия бетона — первых потерь, на стадии эксплуатации — первых и вторых потерь.

В конструкциях с натяжением арматуры на упоры к первым относят потери из-за температурного перепада, деформаций анкеров, трения арматуры об огибающие приспособления, быстرونатекающей ползучести, а при натяжении арматуры на стальные формы — из-за деформации этих форм. К вторым потерям относят потери, вызываемые усадкой и ползучестью бетона. Потери вследствие релаксаций напряжений в бетоне условно разделяют на две равные части и одну часть относят к потерям первой группы, а вторую — к потерям второй группы.

В конструкциях с натяжением арматуры на бетон к первым относят потери вследствие деформации анкеров и трения арматуры о стенки каналов, а вторыми считают потери, проявляющиеся в результате усадки и ползучести бетона, смятия бетона под витками спиральной или кольцевой арматуры, деформаций стыков в составных по длине конструкциях. Потери от релаксации напряжений в арматуре в этом случае также разделяют на две равные части и относят одну часть к первым потерям, а другую — к вторым.

Можно считать, что вторые потери от релаксации напряжений в арматуре, т. е. в размере 50 % полных, происходят равномерно и прекращаются полностью через 1 мес после обжатия бетона.

Суммарное значение первых и вторых потерь следует принимать не менее 98 МПа.

По приведенным выше рекомендациям определяют конечные потери напряжений в арматуре в результате полного проявления деформаций усадки и ползучести бетона. В ряде расчетов необходимо знать промежуточные значения этих потерь (например, при проверке возможности пропуска по пролетному строению монтажного крана с обеспечением установленных для этого случая условий трещиностойкости учитывают снижение напряжений в напрягаемой арматуре, соответствующее происшедшим в ней потерям в течение года). Изменение во времени потерь напряжений $\Delta\sigma_p(t)$ от ползучести и усадки бетона определяют по формуле

$$\Delta\sigma_p(t) = (1 - e^{-0.1 \sqrt{t}}) \Delta\sigma_p(t \rightarrow \infty), \quad (3.67)$$

где $\Delta\sigma_p(t \rightarrow \infty)$ — конечные (предельные) значения потерь напряжений в арматуре от ползучести и усадки бетона; t — время в сутках, отсчитываемое при определении потерь от ползучести с момента обжатия бетона, а от усадки — с момента окончания бетонирования конструкции; e — основание натуральных логарифмов.

Изложенные способы определения потерь напряжений в напрягаемой арматуре являются приближенными. Они не учитывают влияние на потери таких факторов, как поэтапное приложение нагрузки при возведении сооружения и длительность ее воздействия на каждой стадии, приведенные размеры поперечного сечения (отношение открытого периметра поперечного сечения к его площади, зависящее от формы сечения), относительная влажность среды и др. Поэтому нормы проектирования допускают применение более точных способов определения потерь, но при этом нормативные деформации ползучести ϵ_n и усадки бетона ϵ_{sp} для классов бетона, соответствующих его передаточной прочности R_{bp} , должны приниматься по СНиП 2.05.03-84.

3.5. РАСЧЕТ НА МЕСТНЫЕ НАПРЯЖЕНИЯ

Исходные предпосылки. В местах передачи усилий на железобетонный элемент в нем возникают местные напряжения. У предварительно напряженных конструкций местные напряжения характерны для участков концентрированной передачи усилий с напрягаемой арматуры на бетон, т. е. в местах расположения анкеров.

Напряженное состояние бетона у анкеров является весьма сложным. На рис. 3.23, а схематично показаны траектории главных напряжений при расположении анкеров на торце (натяжение арматуры на бетон), а на рис. 3.23, б — в теле элемента (натяжение арматуры на

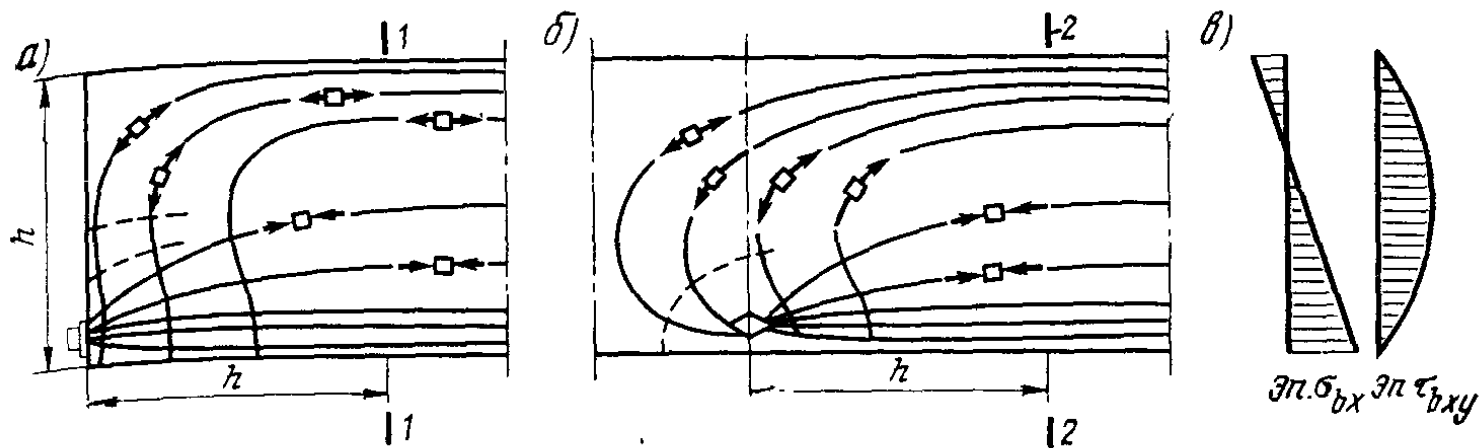


Рис. 3.23. Линии главных напряжений, когда анкер расположен на торце балки (а), в теле балки (б), и эпюры нормальных и касательных напряжений по сечениям 1—2 и 2—2 (в)

упоры). Напряжения могут быть значительно больше сопротивления бетона растяжению, что, если не принять необходимых конструктивных мер, приводит к раскрытию трещин недопустимой ширины.

Трещины раскрываются перпендикулярно траекториям главных растягивающих напряжений, возможное их положение показано на рис. 3.23 штриховой линией. Такие трещины в эксплуатируемых пролетных строениях встречаются довольно часто.

Напряжения на участках вблизи анкеров могут быть определены численными или численно-аналитическими методами с использованием положений теории упругости. Эти расчеты обычно сложны и их практическое применение, как правило, возможно только при наличии специальных таблиц. Такие таблицы разработаны, например, во ВНИИ транспортного строительства [40].

Однако даже при наличии таблиц нельзя учесть многие факторы (разнообразие форм поперечных сечений, влияние криволинейной напряженной арматуры у анкеров и т. п.). Кроме того, эти способы исходят из условия упругой работы бетона, в то время как в рассматриваемых зонах элементов развиваются пластические деформации бетона, происходит его усадка, возможно образование трещин, что точно учесть невозможно. Поэтому результаты расчетов с применением указанных выше методов, несмотря на их сложность, далеко не всегда соответствуют фактическому напряженному состоянию конструкции. В связи с изложенным в практических расчетах обычно применяют приближенные способы. В расчетах мостовых конструкций наибольшее распространение получил способ, в основу которого положены условия равновесия участков элементов, выделяемых вертикальными и горизонтальными сечениями вблизи анкеров [19].

Местные напряжения проявляются на сравнительно небольшом участке. Можно считать, что на расстоянии от анкеров, превышающем высоту элемента h , напряжения σ_{bx} и τ_{bxy} распределяются по вертикальному сечению по законам сопротивления упругих материалов

(рис. 3.23, в). При расположении пучков в общем случае под углом α_{pi} к горизонту имеем:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{bx} &= \Sigma N_{pi} \cos \alpha_{pi} / A_{red} \pm \\ &\pm \Sigma N_{pi} e_{pi} \cos \alpha_{pi} y / I_{red}; \\ \tau_{bxy} &= \Sigma N_{pi} \sin \alpha_{pi} S_{red} / (b I_{red}), \end{aligned} \right\} \quad (3.68)$$

где N_{pi} — нормативное усилие в напрягаемой арматуре, пересекаемой рассматриваемым вертикальным сечением; e_{pi} — эксцентриситет усилия N_{pi} относительно центра тяжести сечения; A_{red} , I_{red} , S_{red} — приведенные геометрические характеристики сечения; b — ширина сечения.

При подсчетах напряжений в бетоне для случая натяжения арматуры на бетон усилие N_{pi} принимают равным усилию в напрягаемом пучке. Для стадии создания предварительных напряжений оно соответствует контролируемому усилию. Для этой стадии при определении приведенных характеристик учитывают ослабление сечения каналами для напрягаемой арматуры, но если ослабление не превышает 5 % площади сечения, его можно не учитывать. При натяжении арматуры на упоры усилие N_{pi} принимают равным 0,3 усилия в пучке. В этом случае при определении приведенных геометрических характеристик сечения площадь напрягаемой арматуры учитывают.

Местные напряжения, вызываемые усилиями, передаваемыми на бетон анкерами, следует суммировать с напряжениями от действия опорной реакции, определяемыми в соответствии с рекомендациями § 3.4. Но следует иметь в виду, что поперечные напряжения σ_{by} , вызываемые опорной реакцией, являясь сжимающими, оказывают положительное влияние на трещиностойкость концевых участков балки. Учитывая, что эти напряжения обычно бывают незначительными, а также то обстоятельство, что в некоторых стадиях работы опирание балок может производиться не по концам их, в практических расчетах при определении местных напряжений влиянием опорной реакции в соответствии с указанием СНиП 2.05.03-84 пренебрегают, что идет в запас трещиностойкости.

Местные напряжения на участке балки между ее торцом и сечением АВ определяют в следующем порядке:

в сечении АВ по формулам (3.68) подсчитывают напряжения σ_{bx} , τ_{bxy} от усилий в напрягаемой арматуре (рис. 3.24, а);

горизонтальным сечением LK выделяют блок LCAK и из условия его равновесия определяют внутренние усилия P , M и G , приложенные в середине сечения LK, т. е. на расстоянии $0,5h$ от торца опоры; (в работе [19] приведены формулы для определения усилий P , M , G для элементов с различной формой поперечных сечений);

находят напряжения σ_{by} , τ_{bxy} , σ_{bx} по сечению LK по формулам (при прямоугольной форме сечения LK):

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{by} &= k_1 M / (bh)^2 + k_2 P / (bh); \\ \tau_{bxy} &= k_3 G / (bh) + k_4 q_{xy} + k_5 \tau_{bxy}^{(k)}; \\ \sigma_{bx} &= k_5 q_x + k_7 \sigma_{bx}^{(k)}, \end{aligned} \right\} \quad (3.69)$$

где q_x, q_{xy} — нормальные и касательные напряжения на уровне горизонтального сечения под анкером, если сечение пересекает анкер; $\sigma_{bx}^{(k)}, \tau_{bxy}^{(k)}$ — нормальное и касательное напряжения на уровне горизонтального сечения LK в точке K (рис. 3.24, б), подсчитываемые по формулам (3.68).

Значения коэффициентов $k_1 \dots k_7$ приведены в работе [19] в зависимости от отношения x/h (x — расстояние от торца балки до точки сечения LK , в которой определяют напряжения).

Положительные значения усилий P, M и G показаны на рис. 3.24. Растягивающие напряжения приняты положительными, сжимающие — отрицательными.

Следует рассматривать несколько продольных сечений, чтобы найти наиболее напряженные точки на конечном участке балки.

Если арматура натягивается в несколько приемов, то нужно проверку на действие местных напряжений делать для каждой стадии натяжения.

Выше был рассмотрен случай, когда анкеры расположены на торце балки. Случаи расположения анкеров в теле балки, а также на верхней ее грани освещены в работе [19].

Определение ширины раскрытия трещин. Ширину раскрытия трещин, вызываемых действием местных напряжений, можно найти по формуле (3.5). В рассматриваемом случае σ_s — напряжение в попе-

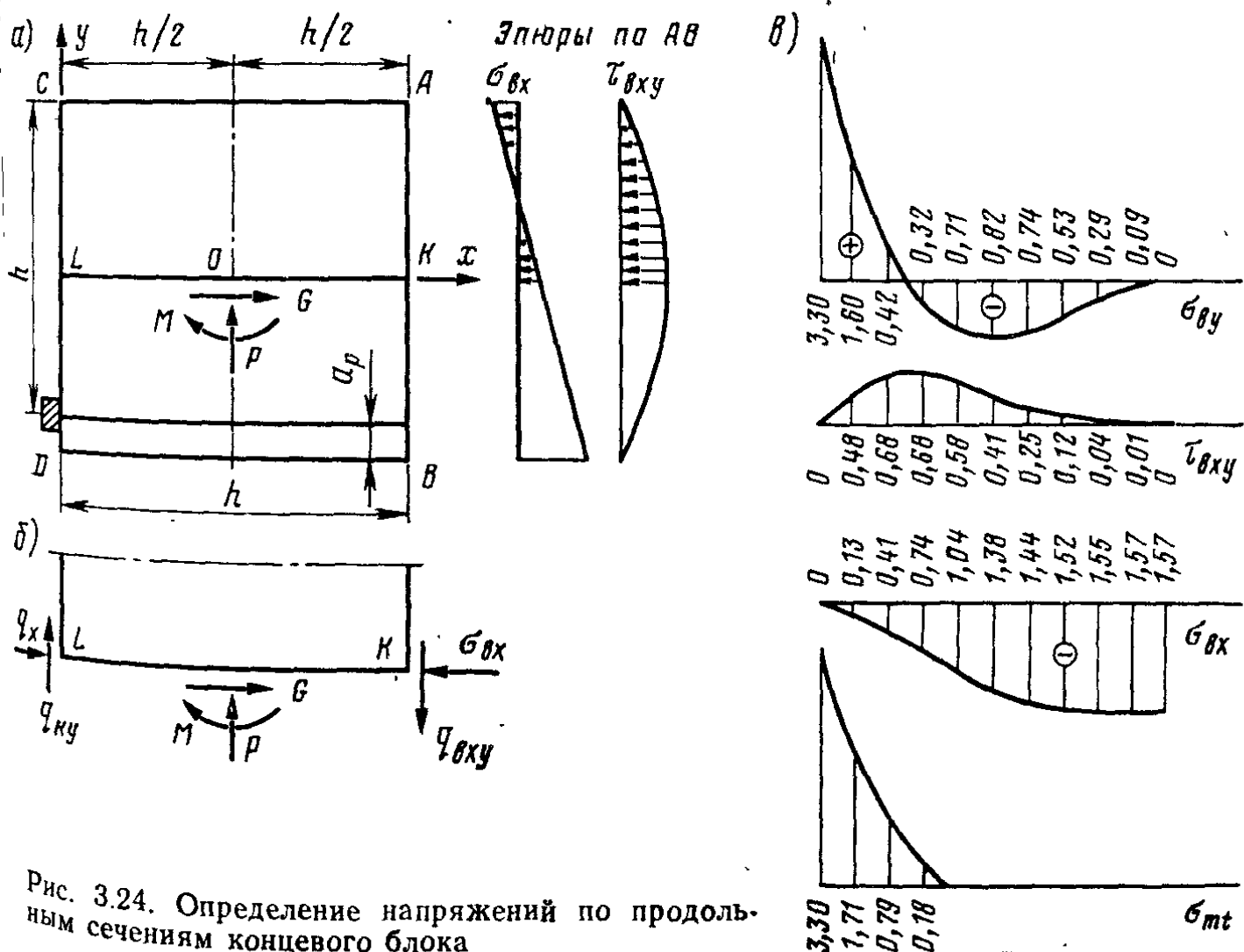


Рис. 3.24. Определение напряжений по продольным сечениям конечного блока

речной арматуре (в хомутах). Нахождение этих напряжений связано с определенными трудностями, и точный подсчет их с учетом свойств бетона и сложного напряженного состояния концевых участков пролетных строений невозможен. Для практических целей может быть рекомендован следующий приближенный способ.

Следует определить главные растягивающие напряжения по рассматриваемому горизонтальному сечению длиной h . На участках, где они не превышают $0,4 R_{bt,ser}$, ограничиваются постановкой конструктивной арматуры. Согласно СНиП 2.05.03-84 на рассматриваемых концевых участках хомуты должны быть поставлены с шагом, не превышающим 10 см, при диаметре их не менее 10 мм.

На участках, где $\sigma_{mt} > 0,4 R_{bt,ser}$ все растягивающее усилие должно быть воспринято вертикальной поперечной арматурой. Усилия, передаваемое на арматуру, определяют объемом эпюры растягивающих напряжений σ_{by} [23]. По этому усилию определяют напряжение в арматуре σ_s .

В качестве примера рассмотрен элемент прямоугольного сечения высотой $h = 2,0$ м и шириной $b = 0,3$ м, армированный двумя пучками высокопрочной проволоки из 24 проволок диаметром 5 мм, расположенными на расстоянии $a_p = 0,08$ м от низа сечения. Напряжение в арматуре 1000 МПа, натяжение на бетон. Бетон класса В40, $R_{bt,ser} = 2,1$ МПа.

Расчет выполнен для горизонтального сечения, проведенного по середине высоты элемента. Для этого сечения $M = 0,198$ МН·м; $G = 0,178$ МН. Так как касательные напряжения по сечению АВ при горизонтальных пучках не возникают, $P = 0$. По формулам (3.69) подсчитаны напряжения σ_{by} , τ_{bxy} , σ_{bx} , а затем главные растягивающие напряжения σ_{mt} в рассматриваемом сечении (рис. 3.24, «). Напряжения σ_{mt} больше $0,4 R_{bt,ser}$ на длине 39 см у торца элемента. Усилие, которое должна воспринять поперечная арматура, равно 0,22 МН (объем эпюры σ_{mt} на длине 0,39 м). Для восприятия этого усилия поставлено четыре стержня диаметром 14 мм на расстоянии 3 см от торца балки. При этом $A_r = 0,0342$ м², $R_r = 61$ см; $\psi = 11,72$ см; ширина раскрытия трещин $a_{cr} = 0,02$ см, т. е. трещиностойкость рассмотренного сечения обеспечена. Необходимо сделать проверку по ограничению ширины раскрытия трещин и по другим горизонтальным сечениям.

Следует заметить, что количество поперечной арматуры должно быть не менее установленного конструктивными требованиями СНиП 2.05.03-84.

3.6 РАСЧЕТ ПО ДЕФОРМАЦИЯМ

Исходные предпосылки и основные расчетные формулы. Деформации (прогибы, углы поворота) в практических расчетах определяют как правило, с использованием формул сопротивления упругих материалов, а особенность реологических свойств бетона, возможность трещинообразования учитывают при назначении жесткости сечений.

Прогиб элемента, вызванный действием изгибающего момента.

$$f = \sum \int_0^l \overline{M}_n(x) \frac{1}{\rho} (x) dx, \quad (3.70)$$

где $\bar{M}_n(x)$ — функция изгибающего момента от единичной силы, приложенной по направлению определяемого прогиба; $\frac{1}{\rho}(x)$ — кривизна элемента в том же сечении, вызываемая нагрузкой, от действия которой определяют прогиб.

В практических расчетах при сложном подынтегральном выражении применяют численное интегрирование, заменяя формулу (3.70) выражением

$$f = \sum \bar{M}_n(x) \frac{1}{\rho}(x) \Delta x, \quad (3.71)$$

где $\bar{M}_n(x)$, $\frac{1}{\rho}(x)$ — средние значения момента и кривизны на участках длиной Δx , в пределах которых эти значения изменяются плавно.

Углы поворота α также определяют по формуле (3.70) или (3.71), в которых $\bar{M}_n(x)$ — функция изгибающего момента от единичного момента, приложенного в направлении искомого угла поворота; $\frac{1}{\rho}(x)$ — кривизна элемента, вызываемая нагрузкой, от которой определяют угол поворота.

При определении полной кривизны, связанной с действием кратковременных и длительно действующих нагрузок, принимают допущение о линейной связи между нагрузками и вызываемыми ими деформациями, что позволяет использовать в расчетах по определению деформаций принцип независимости действия сил. Исходя из этого допущения кривизну предварительно напряженных элементов, пояса которых отнесены к категориям по трещиностойкости 2а, 2б и 3б, определяют по формуле

$$\frac{1}{\rho} = M_{nv}/B + M_{np}/B_p^* + M_{ng}/B_g^*, \quad (3.72)$$

где M_{nv} , M_{np} , M_{ng} — соответственно моменты в рассматриваемом сечении, создаваемые временной нагрузкой, усилиями в напрягаемой арматуре, постоянными нагрузками; B , B_p^* , B_g^* — соответственно жесткость сечения при кратковременном действии нагрузки, при длительном воздействии усилий в напрягаемой арматуре и постоянных нагрузок.

В формулах (3.71), (3.72) суммирование производится по всем участкам, различающимся законами изменения величин $\bar{M}(x)$ и $\frac{1}{\rho}(x)$, а следовательно, и жесткостями сечений. Сечением, где меняется жесткость, следует считать и начало участка с шириной раскрытия трещин более 0,015 см.

При вычислении кривизны элементов с ненапрягаемой арматурой, которые рассчитывают по категории 3в требований по трещиностойкости, используют формулу

$$\frac{1}{\rho} = M_{nv}/\bar{B} + M_{ng}/\bar{B}_g^*, \quad (3.73)$$

где $\bar{B}$ — жесткость сечения при кратковременном действии временных нагрузок
 $\bar{B}_g^*$ — жесткость сечения при действии постоянных нагрузок.

Значения жесткостей $\bar{B}$ и $\bar{B}_g^*$ определяют с учетом образования трещин.

Прогиб в середине пролета в разрезных изгибаемых балках, симметричных относительно середины, с плавно изменяющейся жесткостью можно подсчитать по приближенной формуле

$$f_{\max} = l^2 \left(\frac{1}{\rho_0} + 6 \frac{1}{\rho_1} + 12 \frac{1}{\rho_2} + 8 \frac{1}{\rho_3} \right) / 216, \quad (3.74)$$

где $\frac{1}{\rho_0}, \frac{1}{\rho_1}, \frac{1}{\rho_2}, \frac{1}{\rho_3}$ — соответственно кривизна элемента на опоре, на расстоянии $l/6$ от опоры, на расстоянии $l/3$ от опоры и в середине пролета, определенная для каждого из этих сечений по формуле (3.72) или (3.73).

Влияние поперечной силы на прогибы лишь тогда ощутимо, когда отношение длины элемента к его высоте менее 10. В пролетных строениях мостов это отношение практически всегда больше 10, поэтому при определении прогибов поперечную силу можно не учитывать. В случаях когда $h/l > 0,1$, прогиб, вызываемый действием поперечной силы, можно определить по рекомендациям, приведенным в работе [49].

Следует заметить, что в настоящее время определение перемещений в балках с переменной жесткостью целесообразнее выполнять на ЭВМ по заранее составленным программам.

Расчеты по деформациям, связанные с определением периодов собственных колебаний пролетных строений городских и пешеходных мостов, приведены в § 7.5.

Определение жесткости сечений. Определение перемещений связано с нахождением жесткости сечений, которая зависит от многих факторов: геометрических размеров, упругопластичных, реологических свойств бетона, возможности трещинообразования в конструкции и др. Точный учет всех этих факторов, особенно в их взаимозависимости, невозможен. Поэтому в инженерных расчетах используют приближенные способы, обеспечивающие достаточную для практических целей точность.

В настоящее время предложено много способов определения жесткости сечений, более или менее полно учитывающих перечисленные факторы. Ниже рассмотрены способы, которые нашли практическое применение, в том числе рекомендованные нормами проектирования мостовых конструкций.

Для изгибаемых, внецентренно сжатых и внецентренно растянутых элементов из обычного железобетона при кратковременном действии нагрузки, работающих без трещин или с трещинами раскрытием не более 0,015 см, жесткость сечения

$$\bar{B} = k E_b I_{red}, \quad (3.75)$$

где k — коэффициент, учитывающий влияние кратковременной (быстронатекающей) ползучести.

Произведение kE_b можно рассматривать как секущий модуль бетона, комплексно учитывающий его неупругие деформации (см. рис. 1.1). Значение коэффициента k не постоянно: в начале загрузки оно близко к единице и уменьшается с возрастанием нагружения. На основании большого числа экспериментальных данных для рассматриваемых расчетов принято усредненное значение $k = 0,8$, т. е.

$$B = 0,8E_b I_{red}, \quad (3.76)$$

причем I_{red} подсчитывают без учета ослабления сечения трещинами. При расчете перемещений железобетонных опор, столбов, оболочек (в том числе заполненных бетоном) жесткости принимают по формуле (3.76) независимо от ширины раскрытия трещин.

На длительные деформации существенное влияние оказывают такие факторы, как размеры и форма поперечного сечения элемента, характер приложения нагрузки, влажность окружающей среды и др. С учетом этих факторов жесткость элементов из обычного железобетона при длительном действии изгибающего момента, а для участков, где ширина раскрытия трещин превышает 0,015 см, и при кратковременном действии момента подсчитывают по формуле

$$\bar{B}^* = \frac{h_0 z}{\psi_s / (E_s A_s) + \psi_b / [(\varphi_f + \xi) \nu E_b b h_0]}, \quad (3.77)$$

где z — расстояние от центра тяжести растянутой арматуры до точки приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне бетона над трещиной; ψ_s — коэффициент, учитывающий работу растянутого бетона на участке с трещинами; ψ_b — коэффициент, учитывающий неравномерность распределения деформаций крайнего сжатого волокна бетона по длине участка с трещинами ($\psi_b = 0,9$, а для конструкций, рассчитываемых на действие многократно повторяющейся нагрузки, $\psi_b = 1,0$); φ_f — коэффициент, зависящий от геометрических размеров сечения; ξ — относительная высота сжатой зоны бетона; ν — коэффициент, характеризующий упругопластичное состояние бетона сжатой зоны.

Расстояние от центра тяжести растянутой арматуры до точки приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне бетона над трещиной

$$z = h_0 [1 - (h'_f \varphi_f / h_0 + \xi^2) / (2\varphi_f + 2\xi)]. \quad (3.78)$$

Для элементов прямоугольного сечения и таврового с полкой в растянутой зоне в формулу (3.78) вместо h'_f подставляют $2a'$, а при отсутствии сжатой арматуры принимают $h'_f = 0$.

Коэффициент, учитывающий работу растянутого бетона на участке с трещинами,

$$\psi_s = 1,25 - \varphi_l R_{bt, ser} W_{pl} M_{rn} \leq 1,0, \quad (3.79)$$

где φ_l — коэффициент, учитывающий длительность действия нагрузки (при не продолжительном действии нагрузки при стержневой гладкой арматуре $\varphi_l = 1,0$; при арматуре периодического профиля $\varphi_l = 1,1$; при продолжительном действии нагрузки $\varphi_l = 0,8$ независимо от вида арматуры); W_{pl} — момент сопротивления приведенного сечения для крайнего растянутого волокна, учитывающий неупругие свойства бетона; M_{rn} — момент внешних сил, расположенных по одну сторону от рассматриваемого сечения, относительно оси, проходящей через ядровую точку, наиболее удаленную от растянутой зоны, параллельно нулевой линии.

Величину W_{pl} приближенно можно определить, умножая «упругий» момент сопротивления W_{red} на коэффициент γ , учитывающий влияние неупругих деформаций бетона, т. е. $W_{pl} = \gamma W_{red}$. Коэффициент γ зависит от формы поперечного сечения элемента: для прямоугольных и тавровых сечений с полкой в сжатой зоне $\gamma = 1,75$, для коробчатых и симметричных двутавровых сечений при $b_f/b > 2$, а также для тавровых сечений с полкой в растянутой зоне при $b_f/b > 2$ и $h_f/h \leq 0,2$ принимают $\gamma = 1,5$ [49]. Более точно величину W_{pl} можно подсчитать по рекомендации СНиП 2.03.01-84.

Коэффициент φ_f подсчитывают по формуле

$$\varphi_f = [(b'_f - b) h'_f + n_{1s} A'_s / (2v)] / (b h_0), \quad (3.80)$$

где v — коэффициент, характеризующий упругопластичное состояние бетона сжатой зоны (при непродолжительном действии нагрузки $v = 0,45$; при продолжительном действии нагрузки его значение зависит от влажности воздуха окружающей среды: при влажности менее 40 % $v = 0,10$, при влажности 40 ... 75 % $v = 0,15$, при влажности свыше 75% $v = 0,19$; при попеременном водонасыщении и высушивании бетона сжатой зоны указанные значения v делят на 1,2).

Относительную величину сжатой зоны бетона определяют по формуле

$$\xi = \frac{1}{1,8 + [1 + 5 (\delta + \lambda)] / (10 \mu n_{1s})}, \quad (3.81)$$

где $\delta = M_n / (b h_0^2 R_{b, ser})$;

$$\lambda = \varphi_f (1 - 0,5 h'_f / h_0).$$

Жесткость сечений предварительно напряженных элементов, у которых при кратковременном действии нагрузки трещины не возникают или их ширина не превышает 0,015 см, также может быть определена по формуле (3.75). Но, учитывая большую жесткость предварительно напряженных элементов по сравнению с элементами из обычного железобетона, принимают $k = 0,85$, т. е.

$$B = 0,85 E_b I_{red}. \quad (3.82)$$

Момент инерции приведенного сечения при этом определяют по формуле (3.55).

Коэффициент $k = 0,85$ принимают и при подсчете кратковременного выгиба, вызываемого усилиями в предварительно напрягаемой арматуре.

При продолжительном действии нагрузки деформации увеличиваются. Существенное влияние на них, наряду с указанными ранее факторами, оказывают ползучесть и усадка бетона. Деформирование предварительно напряженных элементов при длительном действии нагрузки представляет собой весьма сложный и пока еще далеко не полностью изученный процесс. В практических расчетах мостовых конструкций, в которых трещины не возникают или их раскрытие не превышает 0,015 см, влияние продолжительного действия постоянных нагруз-

зок учитывают путем введения в формулу для определения жесткости B_g^* приведенной предельной характеристики ползучести $\Phi_{lim,i}^*$:

$$B_g^* = 0,85 E_b I_{red} / (1 + \Phi_{lim,i}^*). \quad (3.83)$$

По этой же формуле определяют и жесткость сечения B_p^* при определении деформаций, вызываемых длительно действующими усилиями в напрягаемой арматуре.

Величину $\Phi_{lim,i}^*$ вычисляют по формулам:

при определении жесткости B_g^*

$$\Phi_{lim,i}^* = \frac{c_{ti} E_b (1 + \eta n_{1p} \mu_p) + \Phi_{ti} (\eta - 1) / (\eta n_{1p} \mu_p)}{\eta (1 + n_{1p} \mu_p)}, \quad (3.84)$$

при определении жесткости B_p^*

$$\Phi_{lim,i}^* = \Phi_{ti} / (\eta n_{1p} \mu_p). \quad (3.85)$$

В формулах (3.84), (3.85): c_{ti} — удельная деформация ползучести бетона, соответствующая рассматриваемому периоду выдержки его под нагрузкой; η — характеристика бетонной части сечения; μ_p — коэффициент армирования сечения напрягаемой арматурой (при $A_s \geq 0,2 A_p$ принимают $\mu_p = (A_p + A_s) / A_b$; Φ_{ti} — функция, учитывающая влияние предварительного напряжения (обжатия) бетона под постоянной нагрузкой на предельное (при $t = \infty$) значение изменения предварительного напряжения арматуры. Конкретные значения этих величин находят из следующих выражений:

$$\left. \begin{aligned} c_{ti} &= 0,5 c_{lim,i} \sqrt{\Delta t / a_m} \quad \text{при } \Delta t \leq a_m; \\ c_{ti} &= c_{lim,i} \Delta t / (a_m + \Delta t) \quad \text{при } \Delta t = a_m. \end{aligned} \right\} \quad (3.86)$$

В равенствах (3.86): $c_{lim,i}$ — предельное значение удельных деформаций ползучести бетона; Δt — время, отсчитываемое с момента приложения нагрузки, сут; a_m — параметр, характеризующий скорость развития во времени деформаций ползучести и зависящий от отношения m площади сечения элемента к его периметру (при $m \leq 2,5$ см $a_m = 55$ сут, при $m \geq 20$ см $a_m = 250$ сут, при промежуточных значениях m величину a_m определяют интерполяцией).

Характеристика бетонной части сечения

$$\eta = 1 + y^2 A_b / I_b, \quad (3.87)$$

где y — расстояние от центра тяжести бетонной части сечения до центра тяжести рассматриваемой напрягаемой арматуры; A_b , I_b — соответственно площадь и момент инерции бетонной части сечения относительно оси, проходящей через ее центр тяжести.

$$\Phi_{ti} = 1,5 \alpha / (1,6 + \alpha) + \alpha (\sigma_{bi} / R_{bp, ser})^3 / (1 + \alpha + \beta)^3, \quad (3.88)$$

$$\text{где } \alpha = c_{ti} E_{bp} \eta n_{1p} \mu_I / (1 + \eta n_{1p} \mu_p); \quad \beta = 125 c_{ti} \cdot R_{bp, ser};$$

σ_{bi} — напряжения в бетоне в начале данной стадии Δt ; $R_{bp, ser}$, E_{bp} — расчетное сопротивление бетона осевому растяжению при расчете по предельным состояниям второй группы и модуль упругости бетона, МПа, соответствующие предаточной прочности бетона.

Предельное значение удельных деформаций ползучести

$$c_{lim, i} = c_n \xi_1 \xi_2 \xi_3 \xi_4,$$

где c_n — нормативное значение деформаций ползучести; $\xi_1, \xi_2, \xi_3, \xi_4$ — коэффициенты, зависящие от передаточной прочности бетона на сжатие, возраста бетона, характеристики поперечного сечения элемента, относительной влажности среды (значения этих коэффициентов приведены в нормах проектирования мостовых конструкций).

Для конструкций, эксплуатируемых в климатическом подрайоне IVa (см. § 1.1), значения a_m для августа снижают на 35 %, для февраля повышают на 10 %, для остальных месяцев принимают по линейной интерполяции между этими значениями.

Для определения перемещений предварительно напряженных элементов с трещинами в растянутой зоне, ширина которых превышает 0,015 см (нормы проектирования мостовых конструкций допускают такие трещины лишь в конструкциях автодорожных и городских мостов, армированных стержневой арматурой), можно воспользоваться рекомендациями СНиП 2.03.04-84, основанными на выполненных в НИИЖБе исследованиях [53].

ГЛАВА 4

РАСЧЕТ НОРМАЛЬНЫХ СЕЧЕНИЙ МЕТОДОМ УПРУГИХ РЕШЕНИЙ

4.1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

Изложенные в гл. 2 и 3 способы расчета прочности и трещиностойкости сечений основаны на ряде допущений. Прежде всего в них приняты упрощенные схемы по учету пластических свойств бетона: линейная зависимость между напряжениями и деформациями в расчетах по трещиностойкости, прямоугольная эпюра напряжений в сжатом бетоне и расчетах по прочности. Это не соответствует фактическим напряженным состояниям сечений (см. рис. 1.6). Поэтому в ряде расчетов приходится вводить поправочные коэффициенты, значения которых получены на основе экспериментальных данных. Достоверность этих коэффициентов ограничивается рамками экспериментов.

Такие способы в известной степени определены для расчетов, выполняемых «вручную», т. е. с ориентацией на простейшую вычислительную технику. Современные вычислительные машины не упрощают расчеты, а усложняют их, так как большое число расчетных формул с множеством эмпирических коэффициентов затрудняет составление программ для ЭВМ, делает их довольно сложными для самых простейших расчетов.

Современные способы расчета должны быть ориентированы на электронную вычислительную технику. Поэтому желательно, чтобы расчетные формулы имели ясный физический смысл, были удобными для составления программ и позволяли одни и те же исходные предпосылки использовать для многих расчетов элементов на разных стадиях работы конструкции.

Ниже излагается один из способов расчета нормальных сечений, основанный на методе упругих решений А. А. Ильюшина [27]. Для применения этого метода необходимо иметь аналитические зависимости между напряжениями и деформациями для бетона и арматуры.

Для метода упругих решений может быть применена любая зависимость $\sigma - \epsilon$, записанная в виде

$$\sigma = E \epsilon [1 - \omega(\epsilon)], \quad (4.1)$$

где E и $\omega(\epsilon)$ — соответственно начальный модуль упругости материала и функция пластичности, характеризующая его пластические свойства.

В настоящее время для бетона предложено много зависимостей $\sigma - \epsilon$ разного вида. Для расчета следует выбрать зависимость, характерную для конкретного бетона, приведя ее к форме (4.1). Если зависимость между напряжениями и деформациями бетона задана функцией вида $\sigma_b = \Phi(\epsilon_b)$, то функцию пластичности бетона определяют по формуле

$$\omega(\epsilon_b) = 1 - \Phi(\epsilon_b) / (E \epsilon_b).$$

Для арматуры в большинстве случаев применима зависимость в форме диаграммы Прандтля. Однако не существует принципиальных и технических затруднений для использования диаграммы $\sigma - \epsilon$ арматуры любого вида. При этом точность расчетов может быть повышена.

4.2. ПРИМЕНЕНИЕ МЕТОДА УПРУГИХ РЕШЕНИЙ ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ НАСТУПЛЕНИЯ ПРЕДЕЛЬНЫХ СОСТОЯНИЙ

Определение напряженного состояния сечения. В расчетах по рассматриваемому способу считается справедливой гипотеза плоских сечений для всех стадий напряженного состояния. Для изгибаемых, внецентренно сжатых и внецентренно растянутых элементов в стадии работы до раскрытия трещин применимость этой геометрической гипотезы не вызывает сомнений. В элементах с трещинами гипотезу плоских сечений можно считать приемлемой для сечений, по которым происходит раскрытие трещины, т. е. для сечений, наиболее опасных как в отношении трещиностойкости, так и прочности.

Из условия гипотезы плоских сечений выражения для определения относительных деформаций бетона ϵ_b , арматуры ϵ_s в элементах с ненапрягаемой арматурой имеют вид

$$\left. \begin{aligned} \epsilon_b &= \alpha + \beta y; \\ \epsilon_{si} &= \alpha + \beta y_{si}, \end{aligned} \right\} \quad (4.2)$$

где α — относительная деформация центра тяжести приведенного сечения; β — кривизна оси элемента в рассматриваемом сечении; y, y_{si} — соответственно координаты волокна бетона и центра арматурного стержня (начало координат принято в центре тяжести приведенного сечения, положительное направление оси y по § 3.4).

Зависимости (4.2) справедливы при любом расположении и насыщении сечения арматурой, в том числе и для «переармированных» сечений.

Предполагая для упрощения формул работу арматуры упругой, из условия уравнения внешних и внутренних сил имеем:

$$\left. \begin{aligned} N &= \int_{A_b} E_b \varepsilon_b [1 - \omega(\varepsilon_b)] dA_b + \sum E_s A_{si} \varepsilon_{si} = E_b \int_{A_b} \varepsilon_b dA_b - \\ &- E_b \int_{A_b} \varepsilon_b \omega(\varepsilon_b) dA_b + \sum E_s A_{si} \varepsilon_{si}; \\ M &= \int_{A_b} E_b \varepsilon_b \bar{y} [1 - \omega(\varepsilon_b)] dA_b + \sum E_s A_{si} \varepsilon_{si} y_{si} = E_b \int_{A_b} \varepsilon_b y dA_b - \\ &- E_b \int_{A_b} \varepsilon_b y \omega(\varepsilon_b) dA_b + \sum E_s A_{si} \varepsilon_{si} y_{si}. \end{aligned} \right\} \quad (4.3)$$

В равенствах (4.3) A_{si} — площадь одного арматурного стержня, который может быть как растянутым, так и сжатым.

Обозначим:

$$\left. \begin{aligned} N_\omega &= \int_{A_b} \varepsilon_b \omega(\varepsilon_b) dA_b; \\ M_\omega &= \int_{A_b} \varepsilon_b y \omega(\varepsilon_b) dA_b. \end{aligned} \right\} \quad (4.4)$$

Подставляя в (4.3) значения ε_b и ε_{si} из (4.2) и учитывая, что

$$\int_{A_b} y dA_b + \sum n_{1s} A_{si} y_{si} = 0,$$

так как начало координат принято в центре тяжести приведенного сечения, получим

$$\left. \begin{aligned} N &= \alpha E_b A_{red} - N_\omega; \\ M &= \beta E_b I_{red} - M_\omega, \end{aligned} \right\} \quad (4.5)$$

где

$$\left. \begin{aligned} A_{red} &= \int_{A_b} dA_b + \sum n_{1s} A_{si}; \\ I_{red} &= \int_{A_b} y^2 dA_b + \sum n_{1s} A_{si} y_{si}^2. \end{aligned} \right\} \quad (4.6)$$

Из (4.5) находим значения α и β :

$$\left. \begin{aligned} \alpha &= (N + N_{\omega}) / (E_b A_{red}); \\ \beta &= (M + M_{\omega}) / (E_b I_{red}), \end{aligned} \right\} \quad (4.7)$$

подставляя которые в (4.2), получим

$$\varepsilon_b = (N + N_{\omega}) / (E_b A_{red}) + (M + M_{\omega}) y / (E_b I_{red}), \quad (4.8)$$

или $\varepsilon_b = \varepsilon_{b, el} + \varepsilon_{b, pl}$,

где $\varepsilon_{b, el}$, $\varepsilon_{b, pl}$ — соответственно упругая и пластическая части относительных деформаций бетона (см. рис. 1.1);

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_{b, el} &= N / (E_b A_{red}) + M y / (E_b I_{red}); \\ \varepsilon_{b, pl} &= N_{\omega} / (E_b A_{red}) + M_{\omega} y / (E_b I_{red}). \end{aligned} \right\} \quad (4.9)$$

Напряжения в бетоне подсчитывают из выражения (4.1) при $\varepsilon = \varepsilon_b$, а напряжения в арматурных стержнях $\sigma_{si} = E_s \varepsilon_{si}$.

Значения ε_{si} определяют из условия одинаковых деформаций арматуры и бетона по формуле (4.8) при $y = y_{si}$.

Если деформации бетона растянутой зоны достигают предельных значений при растяжении $\varepsilon_{bt, lim}$, то бетон на участке, где $\varepsilon_{bt} > \varepsilon_{bt, lim}$, из работы сечения исключается. Этот участок соответствует протяженности трещины. Для определения напряжений в сечении с трещиной могут быть использованы те же формулы, что и для целого сечения, если при $\varepsilon_{bt} > \varepsilon_{bt, lim}$ принимать $\omega(\varepsilon_b) = 1$.

Расчет по приведенным выше формулам следует вести способом последовательных приближений. Вначале принимают упругую работу бетона, т. е. $N_{\omega} = 0$ и $M_{\omega} = 0$, и по формулам (4.2) определяют относительные деформации первого приближения. Затем из выражений (4.4) находят N_{ω} и M_{ω} , а из выражений (4.7) — значения α и β , подставив которые в формулу (4.2), получают деформации второго приближения. Процесс вычислений продолжают до тех пор, пока результаты двух последовательных приближений не будут отличаться на достаточно малую величину, определяемую необходимой точностью расчетов. Сходимость такого итерационного процесса доказана в работе [30].

Количество участков m , по которым производят суммирование при вычислении N_{ω} и M_{ω} по формулам (4.4), назначают в зависимости от требуемой точности расчета. Если нейтральная ось находится в пределах сечения, то участок, по которому она проходит, разбивается на две части.

На основе принятых гипотез с использованием методики Д. И. Журавского могут быть найдены и касательные напряжения в сечении при поперечном изгибе:

$$\tau = \frac{1}{b(y)} \left(\int_{A_{b0}} \frac{d\sigma_b}{dx} dA_{b0} + \sum_{i=1}^n \frac{d\sigma_{si}}{dx} A_{si} \right), \quad (4.10)$$

где $b(y)$ — ширина сечения в месте определения касательных напряжений; A_{b0} — площадь бетона части сечения, расположенной выше координаты y ; n — число арматурных стержней, находящихся в пределах площади A_{b0} ; A_{si} — площадь одного арматурного стержня.

В предварительно напряженных конструкциях прежде всего нужно сделать проверку трещиностойкости и прочности сечения в стадии создания предварительных напряжений. В этой стадии нагрузками являются собственный вес элемента и усилие в напрягаемой арматуре с учетом первых потерь.

При расчете в стадии эксплуатации сначала определяют напряженно-деформированное состояние от собственного веса и усилий в напрягаемой арматуре с учетом полных потерь. При этом делают проверку по образованию продольных трещин. Затем ступенями прикладывают внешнюю нагрузку и на каждой ступени фиксируют напряженно-деформированное состояние сечения с учетом предыдущей ступени (в первом приближении — с учетом напряженно-деформированного состояния, вызванного усилиями в напрягаемой арматуре).

Такой прием нельзя считать строгим, так как для конструкций из пластических материалов при сложном (непропорциональном) нагружении принцип независимости действия сил неприменим. Поэтому изложенный способ расчета нормальных сечений предварительно напряженных элементов является приближенным, но в то же время он более соответствует фактическому напряженному состоянию сечения по сравнению с получаемым по изложенным в гл. 2 и 3 способам, применяемым в практических расчетах мостовых конструкций в настоящее время.

В расчетах предварительно напрягаемых элементов необходимо учитывать способ их изготовления в соответствии с рекомендациями, приведенными в предыдущей главе.

Определение усилий, соответствующих наступлению предельных состояний. Используя приведенные выше зависимости, находят нагрузки, соответствующие наступлению различных предельных состояний.

За предельное состояние по образованию трещин может быть принято состояние, непосредственно предшествующее появлению трещин. Трещина возникает, когда относительные деформации превысят предельную растяжимость бетона.

Для определения предельного состояния по раскрытию трещин можно воспользоваться формулой (3.5). Трещина превысит допустимое раскрытие Δ_{cr} , когда напряжения в крайних, наиболее растянутых стержнях ненапрягаемой арматуры достигнут величины

$$\sigma_s = E_s \Delta_{cr} / \psi. \quad (4.11)$$

При напрягаемой арматуре предельное состояние по раскрытию трещин может быть определено по этой же формуле, принимая в ней вместо σ_s приращение напряжений в крайних пучках (стержнях) $\Delta\sigma_p$ после погашения обжатия бетона и модуль упругости напрягаемой арматуры E_p .

Для определения предельного состояния по выносливости нужно предусмотреть упругую работу бетона, т. е. принять $\omega(\epsilon_b) = 0$. При этом в соответствии с нормами проектирования мостовых конструкций в элементах из обычного железобетона растянутый бетон из состава сечения исключают. Предельному состоянию будет соответствовать момент достижения сжатым бетоном расчетного сопротивления R_{bf} или арматурой расчетного сопротивления R_{sf} , а в предварительно напряженных конструкциях — расчетного сопротивления R_{pf} .

Наступлению предельного состояния по прочности соответствует такое положение, когда внутренние напряжения не могут уравновесить усилия, вызываемые внешней нагрузкой. При этом итерационный процесс становится расходящимся. Контроль за его сходимостью можно осуществить как по характеру изменения величин N_ω и M_ω , так и по величине отпорностей сечения. Отпорностью называют способность сечения противодействовать отклонениям от достигнутого состояния равновесия, т. е. способностью воспринимать приращения усилий.

Несущая способность сечения исчерпывается при нагрузке, когда хотя бы одна из отпорностей становится отрицательной [18].

За предельное состояние по прочности может быть принят момент возникновения в элементе значительных необратимых пластических деформаций, т. е. когда напряжения в арматуре превысят предел текучести, что нетрудно зафиксировать по излагаемому способу.

Момент наступления предельного состояния при помощи последовательных приближений может быть определен с любой точностью. Он соответствует нагрузке, при которой трещина еще не появилась (в расчетах по образованию трещин), или ее раскрытие не превысило допустимое значение (в расчетах по раскрытию трещин), или несущая способность сечения еще не исчерпана (в расчетах на прочность), но незначительное увеличение этой нагрузки приведет соответственно к появлению трещин, недопустимому ее раскрытию или к разрушению сечения. Наступление любого предельного состояния определяют с использованием одних и тех же зависимостей.

Напряженно-деформированное состояние сечения и наступление предельных состояний зависят от скорости приложения нагрузки. Это может быть учтено путем принятия в расчетах функции пластичности, зависящей от скорости нагружения. Может быть учтено и то, что каждое волокно сечения деформируется в соответствии со своей диаграммой $\sigma - \epsilon$, зависящей от скорости его деформирования.

Метод упругих решений применим для расчета элементов, состоящих из нескольких материалов (бетона и арматуры) с различными деформативными характеристиками, в том числе с учетом косвенного армирования [15, 16].

Точность расчетов по методу упругих решений оценена путем сравнения получаемых результатов с экспериментальными данными. В работе [15] показана близость эпюр нормальных напряжений теоретических и полученных в опытах разных исследователей. Получены также

близкие результаты для высоты сжатой зоны, протяженности трещины, по характеру напряжений к моменту разрушения сечения, когда наиболее сжатый бетон работает по нисходящей ветви диаграммы $\sigma - \epsilon$ (см. рис. 1.1).

ГЛАВА 5

РАСЧЕТ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ МОСТОВ

5.1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

В общем случае проектирование, расчет и конструирование современных пролетных строений мостов представляет довольно сложную задачу. Это прежде всего связано с необходимостью одновременного учета экономических, конструктивных, технологических и эксплуатационных критериев при достижении высокого уровня надежности и долговечности сооружения.

С целью облегчения восприятия большого разнообразия известных методов расчета мостовых конструкций целесообразна, хотя бы в первом приближении, их классификация по следующим признакам:

- степени точности расчета, определяемой этапом проектирования, а также значимостью, новизной или сложностью конструкции;

- уровню нагружения пролетного строения внешними нагрузками и воздействиями;

- в зависимости от рассматриваемого времени жизни сооружения (в пределах стадий изготовления, транспортирования, монтажа и эксплуатации моста);

- в связи с принятой методикой расчета и формой выполнения расчетных критериев.

По степени точности расчеты можно разделить ориентировочно: на исследовательские, с помощью которых изучают влияние новых явлений или воздействий на сооружения, находят напряженно-деформированное состояние особо сложных пространственных конструкций при учете изменения свойств материалов, определяют несущую способность, надежность и долговечность уже построенных мостов с учетом дефектов, условий возведения, эксплуатации;

на уточненные, выполняемые в процессе разработки проекта для новых, еще мало изученных уникальных сооружений, когда необходимо выявить работу элементов моста на статические, динамические или сейсмические нагрузки с учетом анизотропии, упругопластичных свойств материалов, трещинообразования, повторно-переменных нагружений, температуры, солнечной радиации, усадки, ползучести, виброползучести бетона. Такие расчеты целесообразны и для типовых

конструкций массового применения, когда кроме учета перечисленных факторов особенно желательно использование приемов оптимального проектирования;

на основные проектные, выполняемые в процессе разработки проекта для хорошо изученных типов или систем конструкций, когда расчеты на прочность, устойчивость формы и положения, выносливость, гребнистойкость и жесткость допускается производить с помощью различных, ранее установленных коэффициентов, которые корректируют принятые расчетные предпосылки и позволяют значительно упростить учет ранее перечисленных факторов;

на эскизные, выполняемые на стадии создания проектного задания, когда допускаются самые приближенные расчетные схемы, позволяющие лишь ориентировочно оценить технико-экономические показатели рассматриваемых вариантов конструкции.

В исследовательских и уточненных расчетах, как правило, учитывают упругопластическую работу материала, при которой картина напряженно-деформированного состояния конструкции в большой мере зависит от уровня прикладываемых нагрузок. В связи с этим, например, в расчетах железнодорожных мостов рекомендуется рассматривать отдельно такие уровни нагружения:

уровень 1 — строительная (нормативная или расчетная) нагрузка, действующая в стадии изготовления, транспортирования или возведения сооружения и учитывающая собственный вес конструкции, машин, механизмов, оборудования, кранов, подмостей, ограждений, людей, воздействия от предварительного напряжения и от усилий искусственного регулирования;

уровень 2 — постоянная (нормативная или расчетная) нагрузка, действующая после возведения конструкции и снятия ее с временных опор, учитывающая лишь собственный вес сооружения и воздействия, остающиеся в стадии эксплуатации;

уровень 3 — проектная нормативная нагрузка, устанавливаемая СНиП 2.05.03-84, без транспортера $\Sigma g_i + \epsilon v_a^\lambda$;

уровень 4 — то же, но с учетом транспортера $\Sigma g_i + v_a^\lambda$;

уровень 5 — проектная регулярно обращающаяся нагрузка $\Sigma g_i + \epsilon (1 + \frac{2}{3}\mu) v_a^\lambda$;

уровень 6 — проектная расчетная нагрузка $\Sigma \gamma_{fi} g_i + \gamma_{fv} \times (1 + \mu) v_a^\lambda$;

уровень 7 — предельная нормируемая нагрузка, соответствующая наступлению предельного состояния и принимаемая по расчетным характеристикам материалов, приведенным в нормах;

уровень 8 — предельная теоретическая нагрузка, принимаемая по нормативным характеристикам материалов.

Большие различия в интенсивностях внешних нагрузок определяют различия в условиях работы элементов конструкции и в принятии расчетных эпюр напряжений в сечениях элементов.

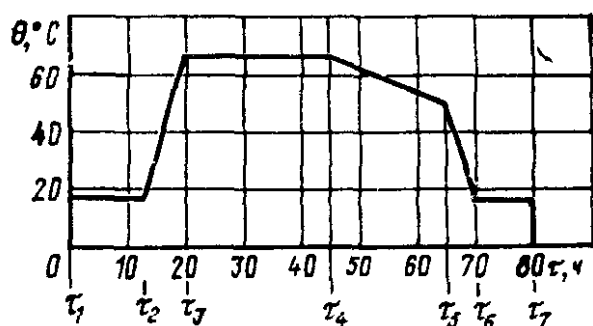


Рис. 5.1. Схема изотермического прогрева железобетонных мостовых балок

Классификация расчетов по рассматриваемому времени работы конструкции включает стадии изготовления, хранения, транспортирования, монтажа и эксплуатации. Тогда, например, при исследованиях или уточненных расчетах преднапряженных балок для стадии их заводского изготовления с тепловлажностной обработкой в общем случае должны быть рассмотрены моменты времени $\tau_1 \dots \tau_7$ (рис. 5.1), где τ_1 — конец бетонирования

балки, а τ_7 — выкатка балки из цеха в открытый склад готовых блоков. Для стадии эксплуатации одним из характерных является момент времени τ_8 , соответствующий загрузке балок, смонтированных на мосту в проектном положении, второй частью постоянных нагрузок (балластом, тротуарами, перилами, коммуникациями).

Начальный период эксплуатации моста (с момента времени τ_9) характеризуется относительно невысоким уровнем загрузки конструкции временными вертикальными нагрузками, не превышающими для железнодорожных мостов, как правило, класса $K=8,5 \dots 10$, а также интенсивно протекающими деформациями усадки и ползучести бетона.

Можно считать, что основной период эксплуатации моста (с момента времени τ_{10}) начинается через 3 ... 5 лет, когда практически уже завершены длительно протекающие реологические процессы. В этот период происходит неравномерное и, как правило, скачкообразное возрастание интенсивности обращающихся нагрузок. При этом постепенно накапливаются микро- и макроповреждения в материале конструкции.

Ориентировочный срок службы моста, определяемый физическим или моральным износом сооружения, обычно оценивается в 70 ... 80 лет. К этому моменту времени (τ_{11}) существенно меняются прочностные и жесткостные характеристики конструкции, что делает необходимым выполнение расчетов с учетом полной ползучести и виброползучести бетона, а также усталости бетона и арматуры.

В любых расчетах одним из наиболее ответственных является установление расчетных критериев наступления предельных состояний. Как уже отмечалось в § 2.1, основные проектные расчеты по предельным состояниям первой группы (по прочности и устойчивости) в соответствии с нормами обычно сводятся к выполнению неравенств типа

$$F \leq F_{lim}(S, R, m). \quad (5.1)$$

Однако применение интегральных величин N , M , Q , T оправдано лишь в расчетах стержневых элементов в предположении гипотезы плоских сечений, когда упомянутые величины полностью и однозначно определяют напряженно-деформированное состояние сечения элемента. В та

ком случае расчеты на выносливость и по образованию трещин удобно проводить (что и рекомендуется нормами) в форме $\sigma \leq R$, по раскрытию трещин — $a_{cr} \leq \Delta_{cr}$, а по деформациям (прогибам) — в форме $f \leq f_{lim}$.

В уточненных прочностных расчетах континуально-стержневых сооружений при учете упругопластических деформаций и трещинообразования, неоднородных полей температуры и влажности (рис. 5.2), в том числе в расчетах по I группе предельных состояний, целесообразно переходить к критериям прочности бетона и арматуры в форме ограничения напряжений

$$\sigma = \sigma(x, y, z, \tau) \leq R = R(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3, R_b, \tau) \quad (5.2)$$

или деформаций (в наиболее опасной зоне рассматриваемого элемента конструкции)

$$\varepsilon = \varepsilon(x, y, z, \tau) \leq \varepsilon_{lim} = \varepsilon_{lim}(\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3, \tau), \quad (5.3)$$

где x, y, z — координаты рассматриваемой точки; τ — рассматриваемый период времени работы сооружения; $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ и $\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3$ — главные напряжения и деформации.

Такие критерии естественны для современных численных методов расчета на ЭВМ. Однако появление трещины или раздробление бетона в отдельной точке или зоне элемента еще не приводит к полной потере несущей способности. Тогда наиболее обоснованным критерием перво-

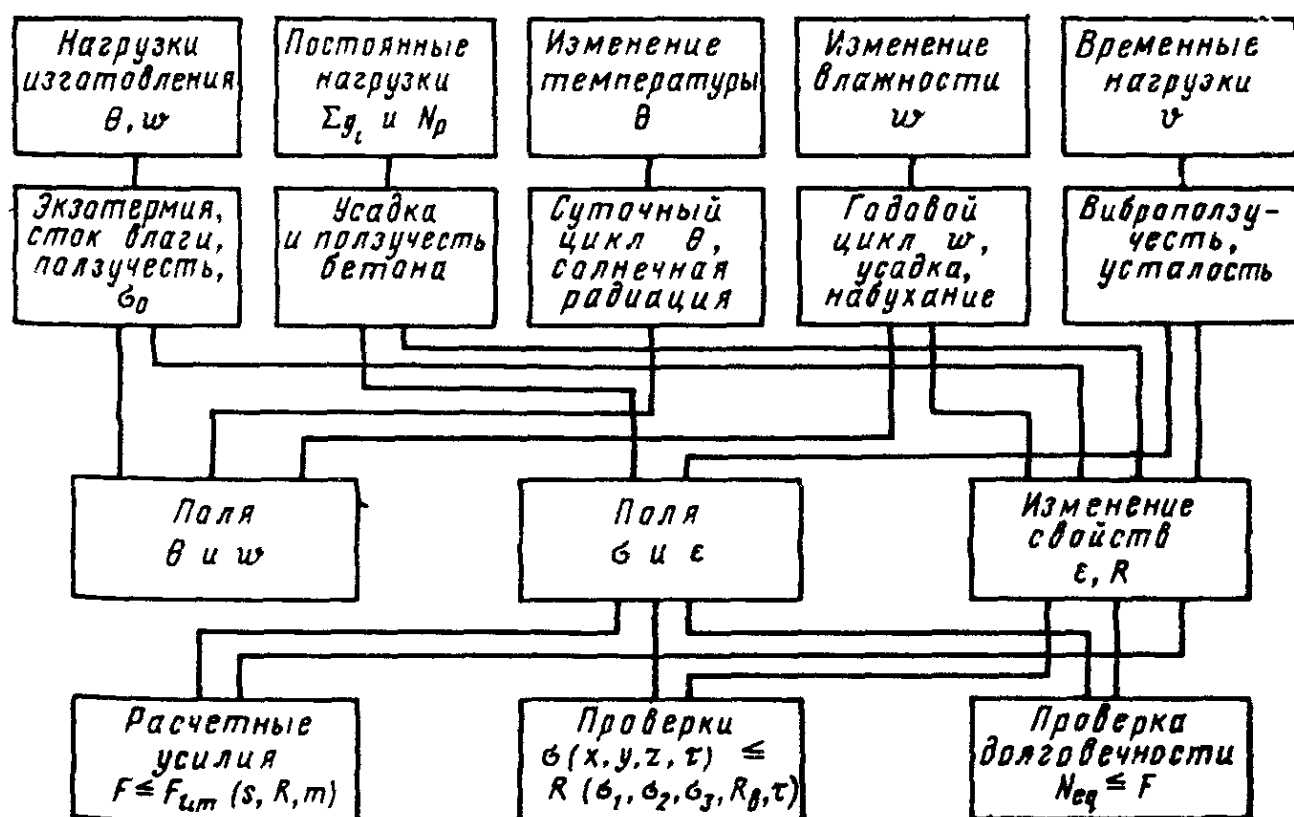


Рис. 5.2. Основные нагрузки и воздействия в уточненных расчетах элементов мостов

го предельного состояния по прочности и устойчивости можно считать нулевую отпорность для конструкции в целом [18].

Известно, что основным показателем надежности является вероятность безотказной работы в течение всего срока службы сооружения. В ранее упомянутых расчетах не учитывается наработка или время наступления того или иного предельного состояния, так как фактически рассматривались случаи внезапных отказов. Однако такие явления, как старение и усталость материалов, виброползучесть бетона, механический и коррозионный износ, влияние внешней, особенно агрессивной среды приводят к отказам, развивающимся во времени и наступающим в результате постепенного накапливания повреждений.

В связи с этим большое значение имеют расчеты на долговечность конструкций. Имеется в виду прежде всего оценка физического ресурса или срока службы сооружения T . Расчетная оценка величины T прежде всего зависит от правильного выбора меры накапливаемых повреждений и скорости их изменения в процессе эксплуатации моста.

Например, влияние климатических температурно-влажностных воздействий на долговечность бетона конструкции [4] может быть учтено в расчетах по одной из форм:

$$N_{eq} \leq F \text{ или } T_f \leq f(N_{eqm}, F), \quad (5,4)$$

где N_{eq} — натурное эквивалентное по уровню повреждений количество стандартных циклов замораживания за весь нормативный срок службы сооружения; F — количество циклов, соответствующее заданной морозостойкости бетона; T_f — прогнозируемый срок службы бетона по морозостойкости; N_{eqm} — натурное расчетное среднегодовое количество эквивалентных циклов замораживания.

Аналогичные неравенства могут быть применены для расчетных оценок ресурса элементов моста по выносливости бетона и арматуры, для прогнозирования долговечности по трещиностойкости, с учетом высокого уровня вероятности образования нерасчетных наклонных трещин в стенках и продольных трещин в обжатых поясах главных балок [23].

В СНиП 2.05.03-84 предусмотрены некоторые допущения, вызванные стремлением упростить расчеты. Например, при выборе расчетных схем можно расчленять сложную пространственную конструкцию на отдельные плоскостные системы. Внутренние усилия в статически неопределимых конструкциях допускается определять в предположении упругой работы материалов (см. § 1.2). Указанные допущения используются в основных проектных расчетах, которые излагаются в гл. 5 и 6 настоящей книги.

В соответствии с теми же нормами расчетные усилия в статически неопределимых конструкциях должны учитывать перераспределение усилий от усадки и ползучести бетона, искусственного регулирования, трещинообразования и предварительного напряжения. Перечисленные требования реализуются в уточненных расчетах, приведенных в гл. 7 книги.

5.2. РАСЧЕТ БАЛОЧНЫХ РАЗРЕЗНЫХ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНЫХ МОСТОВ

Расчет элементов проезжей части. Путь на железнодорожных мостах обычно укладывают на щебеночном балласте и реже — на безбалластной железобетонной плите. При этом чаще всего применяют сборные двухбалочные пролетные строения без омоноличивания продольного шва между блоками (рис. 5.3, а), реже — с устройством продольного стыка (рис. 5.3, б), а иногда — цельноперевозимые П-образные или коробчатые блоки (рис. 5.3, в).

В большинстве случаев элементы мостового полотна, тротуаров и перил назначают без расчета в соответствии с указаниями МПС [63]. При отступлениях от рекомендуемых конструкций необходимы проверочные расчеты. Прочность поручня и стойки перил проверяют на расчетное сосредоточенное вертикальное или горизонтальное давление $F_h = 1,27$ кН (при $\gamma_{fh} = 1$). В мостах с ездой на балласте сборная железобетонная плита тротуарного настила должна быть рассчитана (как изгибаемый элемент с пролетом d) по прочности на равномерно распределенную нагрузку:

$$q_f = \gamma_{fg} g_f + \gamma_{ff} (1 + \mu) p_f, \quad (5.5)$$

где d — расстояние между тротуарными консолями; $\gamma_{fg} = \gamma_{ff}$ — коэффициент надежности по нагрузке, равные 1,1; $1 + \mu = 1$ — динамический коэффициент; g_f — нормативная нагрузка от собственного веса плит настила; $p_f = 9,81$ кПа — нормативная временная нагрузка для тротуаров (от частей пути и балласта при ремонтных работах).

При безбалластной езде $p_f = 3,92$ кПа. При расчетах по трещиностойкости в формуле (5.5) следует принять $\gamma_{fg} = \gamma_{ff} = 1 + \mu = 1$. Отдельно проверяют плиту по прочности на расчетное сосредоточенное давление $F_f = 3,4$ кН (при $\gamma_{ff} = 1$). При расчете прикрепления сборной приставной тротуарной консоли к бортику плиты проезжей части следует учесть собственный вес консоли, а также вес настила g_f и перил g_h , примыкающих к рассматриваемой консоли (на ширине d).

Расчетная схема плиты балластного корыта (см. рис. 5.3, а) представляет собой две (внешнюю и внутреннюю) консоли с защемлениями в стенке главной балки, наиболее тонкой по длине пролета (рис. 5.4, а). При расчете рассматривают консоли шириной 1 м (размер вдоль оси моста), загруженные поперек оси моста нормативными постоянными на-

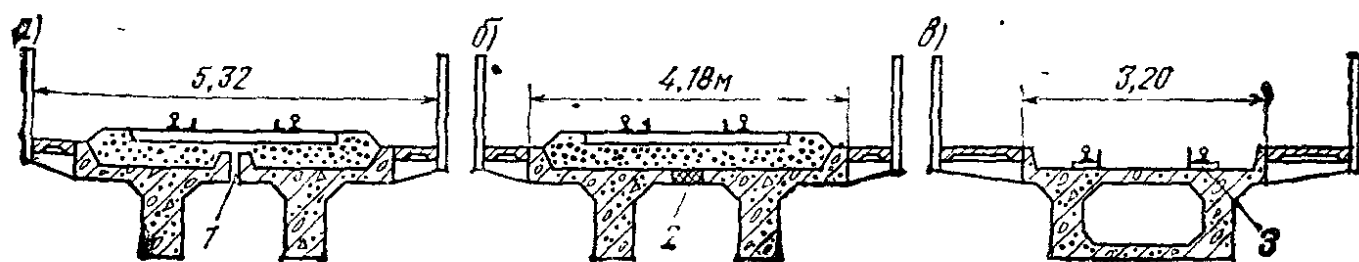


Рис. 5.3. Варианты конструкций проезжей части:

1 — сквозной шов; 2 — стык; 3 — подкладка

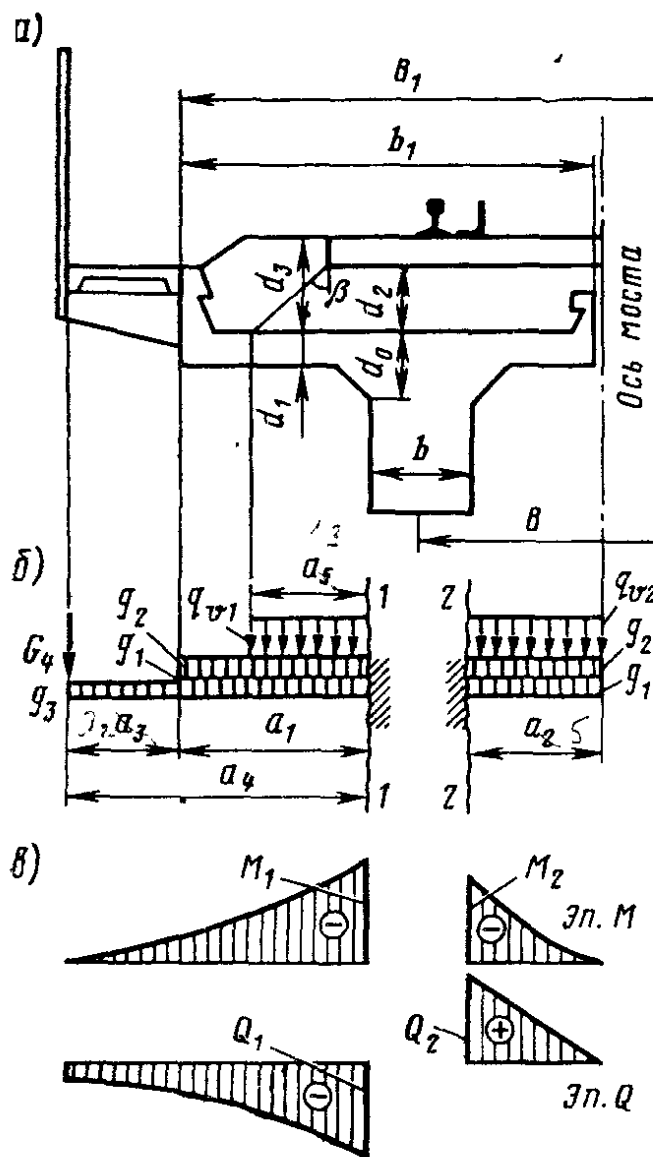


Рис. 5.4. Расчетная схема для определения внутренних усилий в плите со свободными консолями

могут быть найдены нормативные временные вертикальные нагрузки (на 1 м длины) на внешнюю и внутреннюю консоли плиты:

$$q_{v1} = \frac{19,62K}{2,7 + 2d_2}; \quad q_{v2} = \frac{19,62K}{2,7 + d_2} \quad (5.6)$$

при $a_1 = (B_1 - B - b)/2$; $a_2 = (B - b)/2$; $a_5 = (2,7 + 2d - B - b)/2$;
где d_2 — толщина балласта под шпалой (обычно $d_2 = 0,35$ м).

Тогда изгибающие моменты в расчетных сечениях 1—1 и 2—2 (рис. 5.4, в) следует определять по формулам:
для расчетов по прочности

$$\left. \begin{aligned} M_1 &= -[\gamma_{fg1} g_1 a_1^2/2 + \gamma_{fg2} g_2 a_1^2/2 + \gamma_{fg3} g_3 a_3(a_1 + 0,5a_3) + \\ &+ \gamma_{fg4} G_4 a_4 + \gamma_{fv} (1 + \mu) q_{v1} a_5^2/2]; \\ M_2 &= -[\gamma_{fg1} g_1 + \gamma_{fg2} g_2 + \gamma_{fv} (1 + \mu) q_{v2}] a_2^2/2; \end{aligned} \right\} \quad (5.7)$$

грузками от собственного веса плиты $g_1 = \gamma_1 d_1$ (кН/м), от веса балласта с частями пути и гидроизолирующей $g_2 = \gamma_2 d_3$ (кН/м), от веса железобетонных тротуаров с коммуникациями $g_3 = 4 \dots 5$ кН/м, а также сосредоточенной силой от веса металлических перил $G_4 = 0,7$ кН, где $\gamma_1 = 24,5$ кН/м³ — удельный вес железобетона; $\gamma_2 = 19,6$ кН/м³ — удельный вес балласта с частями пути (рельсами, шпалами); $d_3 = 0,5$ м — стандартная толщина балласта (рис. 5.4, б). Заметим, что при этом $p_f = 0$.

За счет распределяющего действия балласта принимают нормативную временную вертикальную нагрузку вдоль оси моста $v = 19,62 K$, кН/м пути, где K — класс заданной нагрузки по схеме СК. В зависимости от состояния балласта угол передачи нагрузки под шпалами к вертикали в поперечном направлении по нормам может быть в пределах от $\beta_1 = \arctg 1 = 45^\circ$ до $\beta_2 = \arctg 0,5 = 26,5^\circ$. С учетом соответствующих наиболее неблагоприятных углов β_i и при длине шпал 2,7 м

для расчетов на выносливость

$$\left. \begin{aligned} M_{f1} &= -[g_1 a_1^2/2 + g_2 a_1^2/2 + g_3 a_3 (a_1 + 0,5a_3) + \\ &+ G_4 a_4 + \varepsilon (1 + 2\mu/3) q_{v1} a_5^2/2]; \\ M_{f2} &= -[g_1 + g_2 + \varepsilon (1 + 2\mu/3) q_{v2}] a_2^2/2; \end{aligned} \right\} \quad (5.8)$$

для расчетов по трещиностойкости

$$\left. \begin{aligned} M_{n1} &= -[g_1 a_1^2/2 + g_2 a_1^2/2 + g_3 a_3 (a_1 + 0,5a_3) + \\ &+ G_4 a_4 + q_{v1} a_5^2/2]; \\ M_{n2} &= -[g_1 + g_2 + q_{v2}] a_2^2/2. \end{aligned} \right\} \quad (5.9)$$

Коэффициенты надежности по постоянным нагрузкам $\gamma_{fgi} = 1,1$ (при $i = 1, 3, 4$), а по весу балласта $\gamma_{fg2} = 1,3$. При расчете плиты на изгиб поперек оси моста условно принимают длину загрузки $\lambda = 0$, тогда $\gamma_{fv} = 1,3$; $1 + \mu = 1,5$; $\varepsilon = 1$; $1 + 2\mu/3 = 1,33$. Поперечные силы следует находить только для расчетов на прочность:

$$\left. \begin{aligned} Q_1 &= \gamma_{fg1} g_1 a_1 + \gamma_{fg2} g_2 a_1 + \gamma_{fg3} g_3 a_3 + \\ &+ \gamma_{fg4} G_4 + \gamma_{fv} (1 + \mu) q_{v1} a_5; \\ Q_2 &= [\gamma_{fg1} g_1 + \gamma_{fg2} g_2 + \gamma_{fv} (1 + \mu) q_{v2}] a_2. \end{aligned} \right\} \quad (5.10)$$

В связи с близким расположением сечений 1—1 и 2—2 дальнейшие расчеты производят на наибольшие значения изгибающих моментов и поперечных сил (M_0 — из M_1 и M_2 , Q_0 — из Q_1 и Q_2 и т. д.).

При устройстве продольного стыка между двумя сборными балками по рис. 5.3, б усилия для внешней консоли, а также для внутренней свободной консоли от собственного веса плиты можно найти по ранее приведенным формулам. Остальные нагрузки на участке между внутренними гранями стенок главных балок воспринимаются уже упруго защемленной плитой балластного корыта, имеющей пролет c (рис. 5.5, а). Тогда, например, для расчетов по прочности изгибающие моменты в сечениях 2—2 и 3—3 можно найти по формулам

$$M_2 = -\gamma_{fg1} g_1 a_2^2/2 + \alpha_2 M_b; \quad M_3 = \alpha_1 M_b, \quad (5.11)$$

где α_1 и α_2 — коэффициенты, учитывающие степень защемления плиты и определяемые по табл. 5.1 в зависимости от величины $n_1 = 10Dc^3/(G_b I_t)$, m^2 , характеризующей отношение цилиндрической жесткости плиты $D = E_b I_b / (1 - \nu^2)$ к жесткости на кручение поддерживающего ее ребра балки $G_b I_t$.

В расчетах можно принять модуль сдвига бетона $G_b = 0,4 E_b$, коэффициент Пуассона $\nu = 0,2$, момент инерции сечения плиты единичной длины $I_b = d_1^3/12$, момент инерции сечения ребра балки при чистом кручении $I_t = \sum (h_i - 0,63 \delta_i) \delta_i^3/3$, где h_i и δ_i — большие и меньшие стороны прямоугольников, на которые условно можно разбить сечение ребра, включая стенку, нижний пояс и т. д.

n_1	α_1	α_2
$n_1 < 30$	+0,5	-0,8
$30 \leq n_1 \leq 100$	+0,6	-0,65
$n_1 > 100$	+0,7	-0,5

Для пролетных строений под железную дорогу обычно $n_1 < 30$. Условный балочный изгибающий момент в середине свободно опертой плиты с пролетом c можно найти по формуле

$$M_b = [\gamma_f g_2 g_2 + \gamma_{fv} (1 + \mu) q_{v2}] c^2 / 8. \quad (5.12)$$

Аналогичным путем можно найти необходимые величины M_{f2} , M_{f3} и M_{n2} , M_{n3} для расчетов на выносливость и по трещиностойкости. Для цельноперевозимых П-образных или коробчатых блоков с ездой на балласте необходимо принять первое слагаемое в формуле (5.11) равным нулю и учесть собственный вес плиты в формуле (5.12).

При нормальных условиях эксплуатации внешние консоли безбалластной плиты проезжей части по рис. 5.3, в загружаются только постоянными нагрузками от веса плиты g_1 , мостового полотна $g_2 = 16,7/B_1$, кН/м, тротуаров g_3 и перил G_4 , а также временной вертикальной нагрузкой на тротуарах в виде равномерно распределенной нагрузки p_f или сосредоточенного давления F_f .

Средний участок плиты загружается весом плиты g_1 , мостового полотна g_2 и нормативным давлением оси подвижного состава

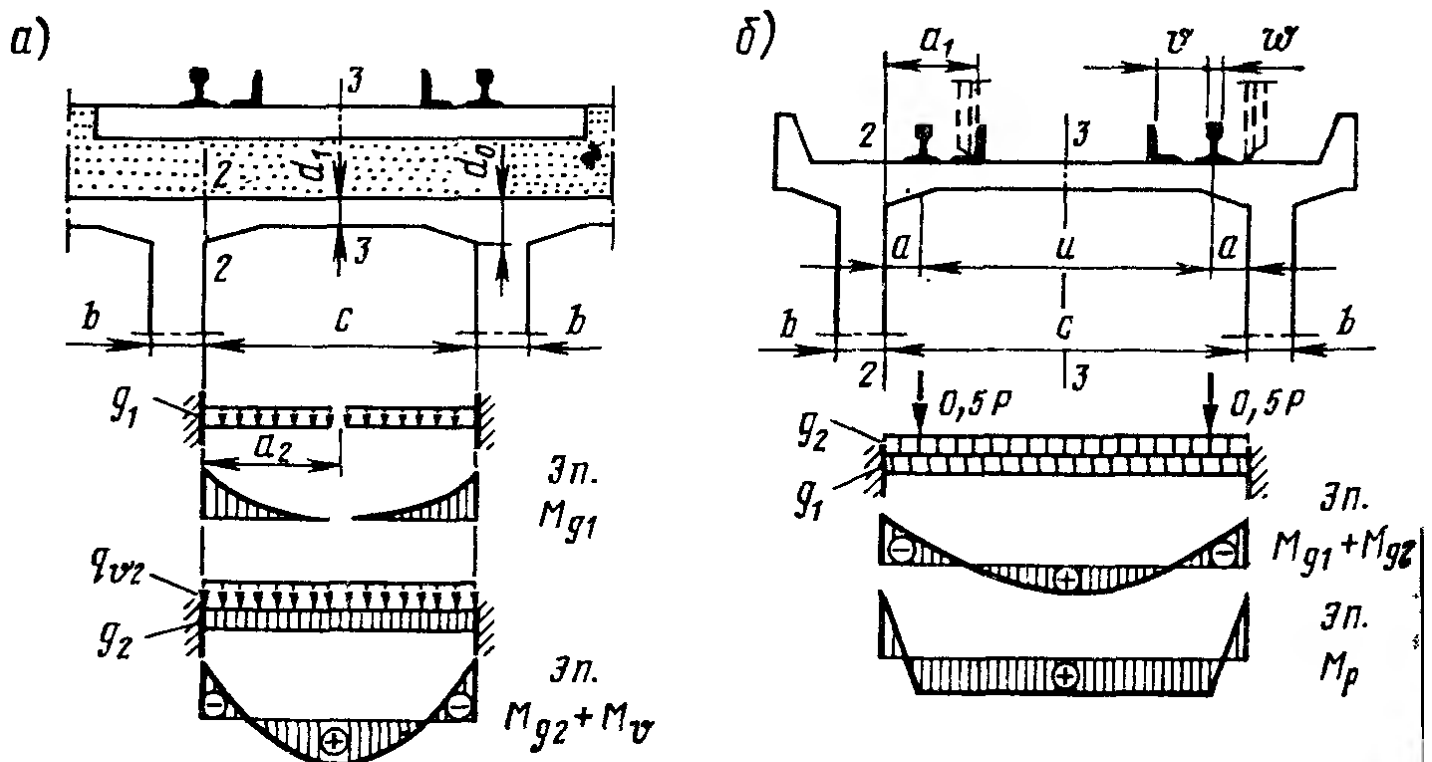


Рис. 5.5. Расчетные схемы плит с упруго защемленными концами

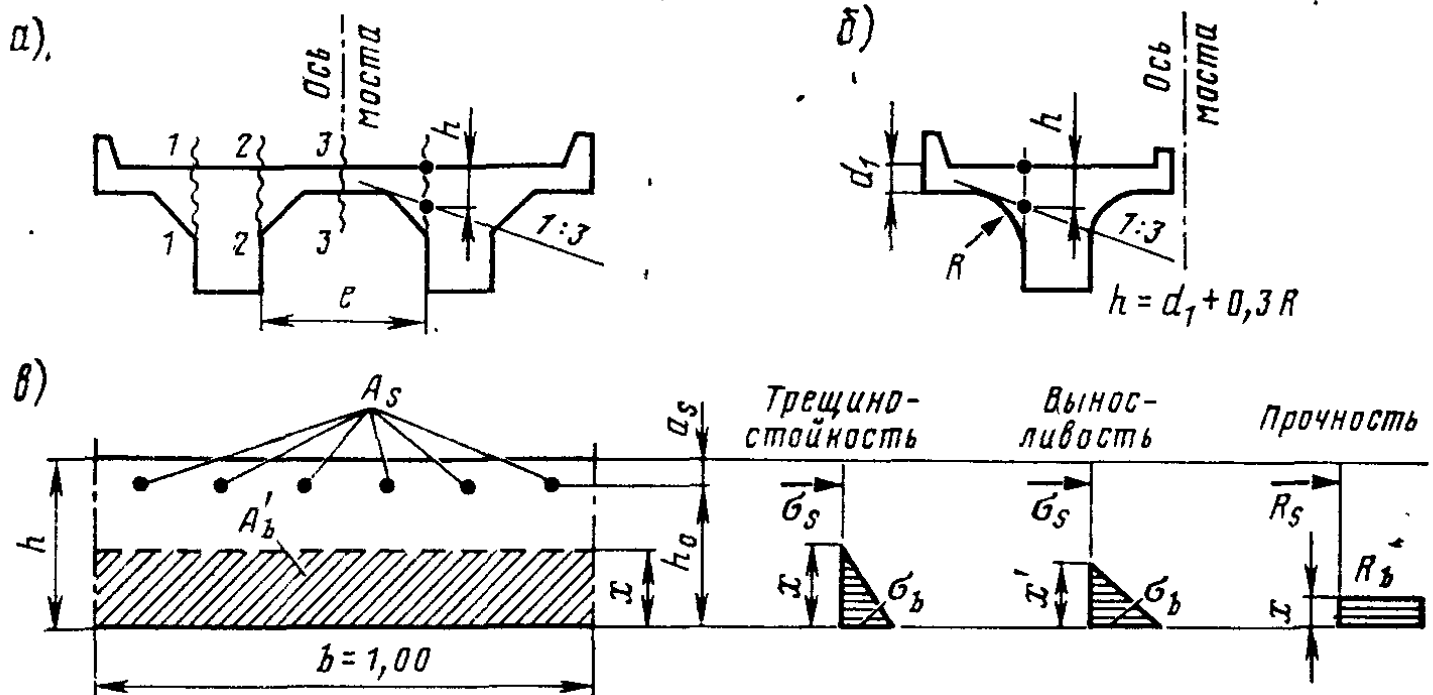


Рис. 5.6. Расчетные эпюры напряжений в опорных сечениях плиты

$P = 24,5 \text{ К.кН}$. В расчетах принимают распределение местного давления от каждого колеса вдоль оси пути на 1 м, а поперек — на ширину рельсовой подкладки (около 0,35 м). В расчетной схеме плиты (рис. 5.5, б) принято: $u = 1,60 \text{ м}$ — расстояние между осями рабочих рельсов; $v = 0,31 \text{ м}$ — расстояние в свету между головкой рельса и контруголком; $w = 0,07 \dots 0,08 \text{ м}$ — ширина головки рельса; $a = (c - u)/2$.

Как и в предыдущих расчетах, необходимо предварительно найти балочные моменты в середине плиты M_b , M_{fb} , M_{nb} для расчетов по прочности, на выносливость и по трещиностойкости, а по ним с помощью коэффициентов α_1 и α_2 определить искомые внутренние усилия в сечениях 2—2 и 3—3. Например, для расчетов по прочности:

$$\left. \begin{aligned} M_2 &= \alpha_2 M_b; \quad M_b = (\gamma_{fg1} g_1 + \gamma_{fg2} g_2) c^2/8 + P_w a; \\ Q_2 &= Q_b = (\gamma_{fg1} g_1 + \gamma_{fg2} g_2) c/2 + P_w, \end{aligned} \right\} \quad (5.13)$$

где $P_w = \gamma_{fp} (1 + \mu) P/2$ — расчетное давление от колеса.

При расчете безбалластной плиты необходимо провести также дополнительные расчеты по прочности на M_2 , M_3 , Q_2 и на продавливание плиты при сходе колес подвижного состава с рельсов, вводя в расчеты иное значение $a_1 = a + v + 0,5w$ и повышенный динамический коэффициент $1 + \mu = 2$ за счет внезапного, ударного приложения нагрузки от колеса.

В общем случае следовало бы проверить несколько сечений консольной плиты, например у начала и конца вута (см. § 2.1). Однако с учетом опыта проектирования можно ограничиться проверками лишь сечений 1—1 и 2—2, учитывая вуты не круче 1:3 (рис. 5.6, а, б). Тогда расчетная высота сечения $h = d_1 + b_h/3 \leq d_0$ или $h = d_1 + 0,3R$, где

b_h — ширина треугольного вута; R — радиус криволинейного вута. Полезная высота сечения

$$h_0 = h - 0,5 d_s - s,$$

где d_s — диаметр рабочей арматуры (не менее 12 мм); s — толщина защитного слоя (не менее 2 см).

Количество рабочей арматуры в растянутой зоне плиты приближенно можно найти по расчетному изгибающему моменту M_0 , т. е. $A_s = M_0 / (z R_s)$, приняв в первом приближении $z = 0,875 h_0$. При назначении конкретного армирования необходимо учесть все конструктивные требования по СНиП 2.05.03-84. Окончательно нормальные сечения плиты должны быть рассчитаны по прочности, на выносливость, а также по трещиностойкости (по образованию продольных и раскрытию поперечных трещин) с использованием формул предыдущих глав книги (рис. 5.6, в). Для наклонных сечений плиты, как правило, можно ограничиться лишь расчетом по прочности на поперечную силу Q_0 .

В последние годы появилось несколько новых предложений по уточнению расчетов плит балластного корыта. Проведенные исследования показали, что распределение давления на поверхности плиты имеет неравномерный характер как вдоль, так и поперек оси пути (рис. 5.7, а). Первый фактор предлагается учитывать путем введения в расчет уточненного значения эквивалентной нагрузки $v = P/C_v$, где C_v — условная длина распределения нагрузки вдоль оси пути.

Однако при учете соседних осей новая (на 1 м длины) нагрузка для схемы поезда СК при $d_2 = 0,35$ м отличается от нормируемой нагрузки $v = 19,62$ К, кН/м, не более чем на 3,2 % [6].

Второй фактор может быть учтен с помощью поправочных коэффициентов η_M и η_Q к значениям внутренних усилий M и Q , вычисленным в предположении равномерного распределения давления по плите. Значения этих коэффициентов зависят от конструкций верхнего строения пути и пролетного строения, от толщины балласта под шпалой d_2 и смещения оси пути e (рис. 5.7, б, в). Известно, что с увеличением толщины балластной призмы уменьшается динамическое воздействие нагрузки. Выполненные в НИИЖТе эксперименты позволили получить числовые значения динамических коэффициентов $1 + \mu$ для местного толотна с ездой на деревянных шпалах и на щебеночном балласте (рис. 5.7, г).

Инструкция по содержанию искусственных сооружений (МПС, 1987) допускает увеличение толщины балласта d_2 до 0,6 м, а смещение оси пути e — до 0,05 м. Данные НИИЖТа свидетельствуют о том, что отклонения в величинах d_2 и e от норм носят массовый характер и в отдельных случаях достигают $d_2 = 1,20 \dots 1,30$ м и $e = 0,40 \dots 0,45$ м [14]. В связи с этим рекомендуется уточнить некоторые положения норм:

при проектировании плиты балластного корыта следует принимать $l_2 = 0,15 \dots 0,60$ м и $e = 0,05$ м;

для внешних консолей плиты можно учитывать неравномерность давлений по плите с помощью коэффициентов η_M , η_Q и соответствующих значений $1 + \mu$ (при $d_2 = 0,60$ м);

для внутренних консолей более неблагоприятен случай при $d_2 = 0,15$ м (можно принять $\eta_M = \eta_Q = 1$);

в эксплуатируемых мостах толщина балластной призмы нередко превышает 1 м, поэтому значение коэффициента надежности γ_{fg2} при $d_2 = 0,60$ м необходимо увеличить по крайней мере до $\gamma_{fg2} = 1,5$.

Расчет главных балок с ненапрягаемой арматурой. Расчетную схему разрезного пролетного строения принимают в виде одинаково загруженных главных балок, опертых на две опоры. В расчетах учитывают нормативные постоянные нагрузки на все пролетное строение в кН/м от собственного веса балок $g_1 = \gamma_1 V_1 / l_1$, от веса балласта с частями пути $g_2 = \gamma_2 B_2 d_3$, двусторонних тротуаров с коммуникациями $g_3 = 2a_3 g_f$ и веса перил $g_4 = 2G_4$, где V_1 — объем железобетона главных балок; l_1 — полная длина пролетного строения; B_2 и d_3 — полная ширина (между бортиками) и толщина балластной призмы.

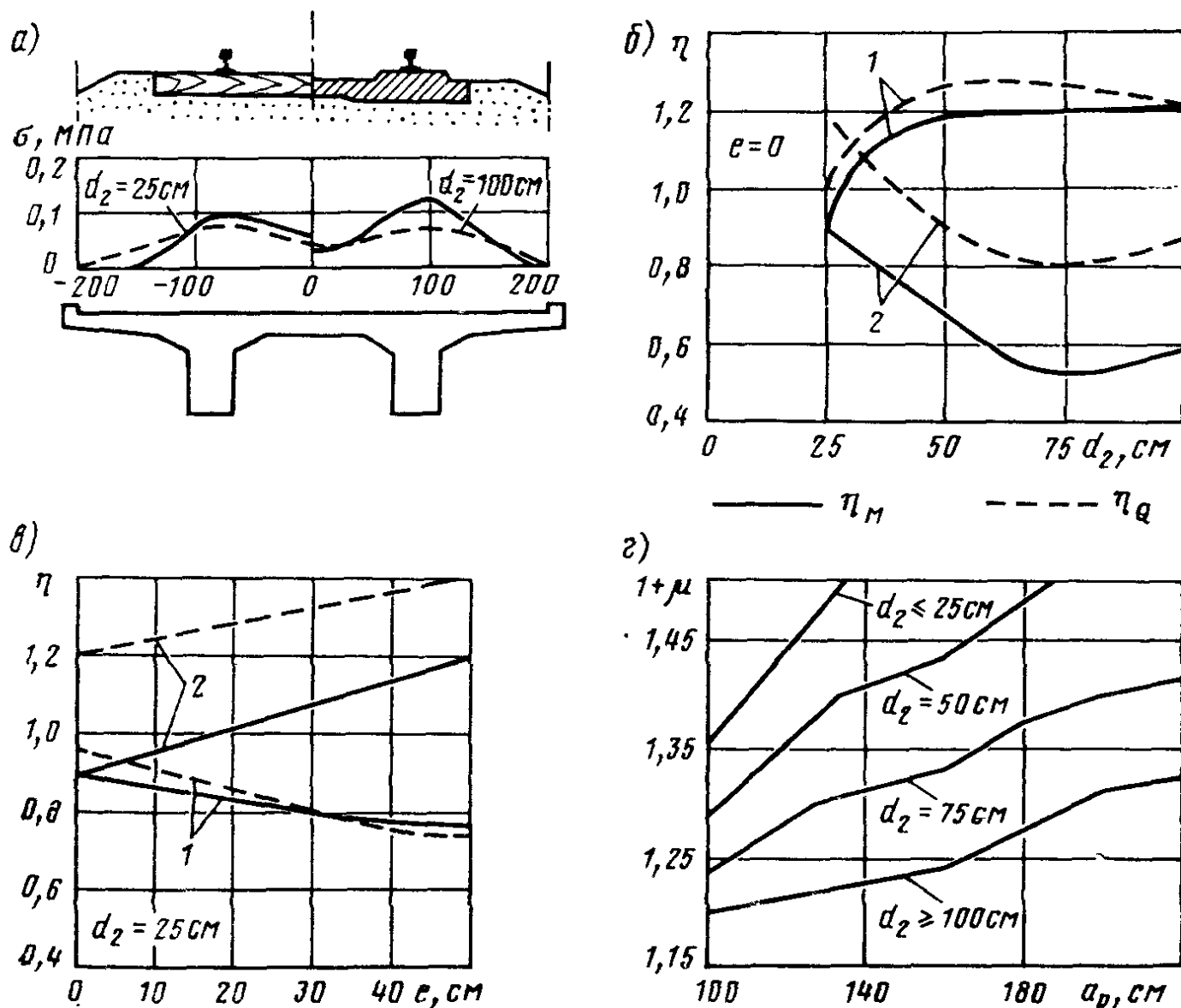


Рис. 5.7. Графики для уточненных расчетов плиты балластного корыта:

1 — внутренняя консоль; 2 — внешняя консоль

Расчетные значения внутренних усилий и прогибов в одной рассматриваемой балке от постоянных нагрузок g_i (при $i = 1, 2, 3, 4$) и временной вертикальной нагрузки v_a^λ (по схеме СК) в произвольном сечении могут быть получены по формулам:

для расчетов по прочности

$$M_j = 0,5 \left[\sum_i \gamma_{fgi} g_i + \gamma_{fv} (1 + \mu) v_{a,i}^l \right] \omega_{M,j}; \quad (5.14)$$

$$Q_j = 0,5 \left[\sum_i \gamma_{fgi} g_i \Omega_{Q,j} + \gamma_{fv} (1 + \mu) v_0^\lambda \omega_{Q,j} \right]; \quad (5.15)$$

для расчетов на выносливость

$$M_{fj} = 0,5 \left[\sum_i g_i + \varepsilon (1 + 2\mu/3) v_{a,i}^l \right] \omega_{M,j}; \quad (5.16)$$

для расчетов по образованию продольных трещин и по ограничению касательных напряжений соответственно

$$M_{nj} = 0,5 \left[\sum_i g_i + v_{a,i}^l \right] \omega_{M,j}; \quad (5.17)$$

$$Q_{nj} = 0,5 \left[\sum_i g_i \Omega_{Q,j} + v_0^\lambda \omega_{Q,j} \right]; \quad (5.18)$$

для расчетов по прогибу главной балки в середине пролета (при ширине раскрытия трещин не более 0,015 см)

$$f_{0,5} = (5/384) 0,5 \varepsilon v_{0,5}^l l^4 / (0,8 E_b I_{red}). \quad (5.19)$$

Для расчетов по раскрытию нормальных и наклонных трещин можно воспользоваться соответствующими формулами (5.17) и (5.18), но при введении к временной нагрузке коэффициента ε , исключаяющего воздействие тяжелого транспорта и зависящего от длины загрузки λ :

λ , м	5	10...25	50
ε	1,00	0,85	1,00

Для промежуточных значений λ величину ε следует определять по интерполяции. В формулах (5.14) ... (5.19): $\gamma_{fv} = 1,3 - 0,003\lambda$ — коэффициент надежности к временной вертикальной нагрузке при $\lambda \leq l$ и $0 \leq \lambda \leq 50$ м; $1 + \mu = 1 + 10/(20 + l) \geq 1,15$ — динамический коэффициент; $v_{a,i}^l$ — эквивалентная нагрузка по схеме СК (обычно С14) для длины загрузки $\lambda = l$ и при $\alpha = x_j/l$; $0 \leq x_j \leq 0,5$ l — расстояние от опоры до рассматриваемого сечения; $\omega_{M,j} = 0,5 x_j (l - x_j)$ — площадь линии влияния M_j для сечения j ; $\Omega_{Q,j} = 0,5l - x_j$ — суммарная площадь всех участков линии влияния Q_j ; v_0^λ — эквивалентная нагрузка для длины загрузки $\lambda = l - x_j$ при $\alpha = 0$; $\omega_{Q,j} = (l - x_j)^2/(2l)$ — загружаемая площадь линии влияния Q_j в сечении j ; 0,8 — коэффициент, учитывающий влияние неупругих деформаций бетона при кратковременном приложении нагрузки.

Следует иметь в виду, что при устройстве пути на балласте значения $v_a^h \leq 19,62 \text{ К, кН/м}$, следует принимать при $\alpha = 0,5$ независимо от положения вершины линии влияния. В общем случае внутренние усилия необходимо подсчитывать во всех сечениях, в которых изменяются размеры балки, продольное или поперечное армирование. Однако в эскизных расчетах часто ограничиваются определением усилий в середине и четверти пролета, а также в опорном сечении (рис. 5.8).

Для упрощения расчетов сложное действительное сечение балки заменяется на простейшее тавровое (см. § 2.1) за счет неучета бортиков плиты, равномерного распределения площади вутов $2A_h$ по всей ширине свесов $b_1 - b$, при ограничении консоли плиты a_1 величиной c_1 (рис. 5.9, а, б). Требуемую площадь рабочей арматуры A_s в середине пролета главной балки можно найти из расчета по прочности на $M_{0,5}$, принимая высоту сжатой зоны бетона $x = h_f'$. Из расчета балки по ограничению касательных напряжений на уровне нейтральной оси от Q_{n0} можно проверить также возможность принятия толщины стенки балки в опорном сечении такой же, как и в середине пролета, что целесообразно в производственном отношении. В таком случае

$$A_s \approx M_{0,5} / (z R_s) \text{ и } b \approx Q_{n0} / (z R_{b,sh}), \quad (5.20)$$

где $h_0 = h - a_s$ — рабочая высота сечения балки при $a_s = 0,15 \dots 0,20 \text{ м}$ (в первом приближении); $z = h_0 - 0,5h_f'$ — ориентировочная величина плеча внутренней пары сил.

После расстановки стержней арматуры с учетом всех конструктивных требований и подсчета уточненных значений a_s, h_0, A_s необходимы проверки сечения балки в середине пролета с использованием эпюр напряжений по рис. 5.9, в. Имеются в виду расчеты по прочности нормального сечения на $M_{0,5}$, на выносливость сжатого бетона и растянутой арматуры на $M_{f;0,5}$, по образованию продольных трещин на $M_{n;0,5}$ и по раскрытию нормальных трещин на $M_{n1;0,5}$, (с учетом коэффициента ϵ), выполняемые по формулам гл. 2 и 3.

Затем целесообразно найти места отгибов или обрывов стержней рабочей арматуры A_s , используя огибающую эпюру максимальных изгибающих моментов M_i , построенную по значениям моментов $M_{0,5}$ и

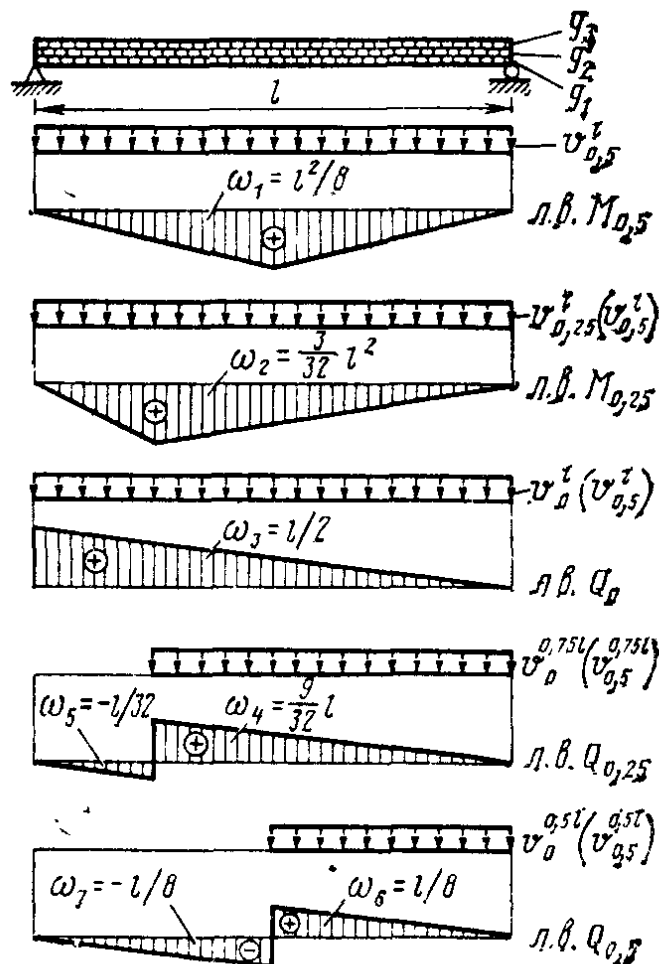


Рис. 5.8. Линии влияния внутренних усилий в главной балке

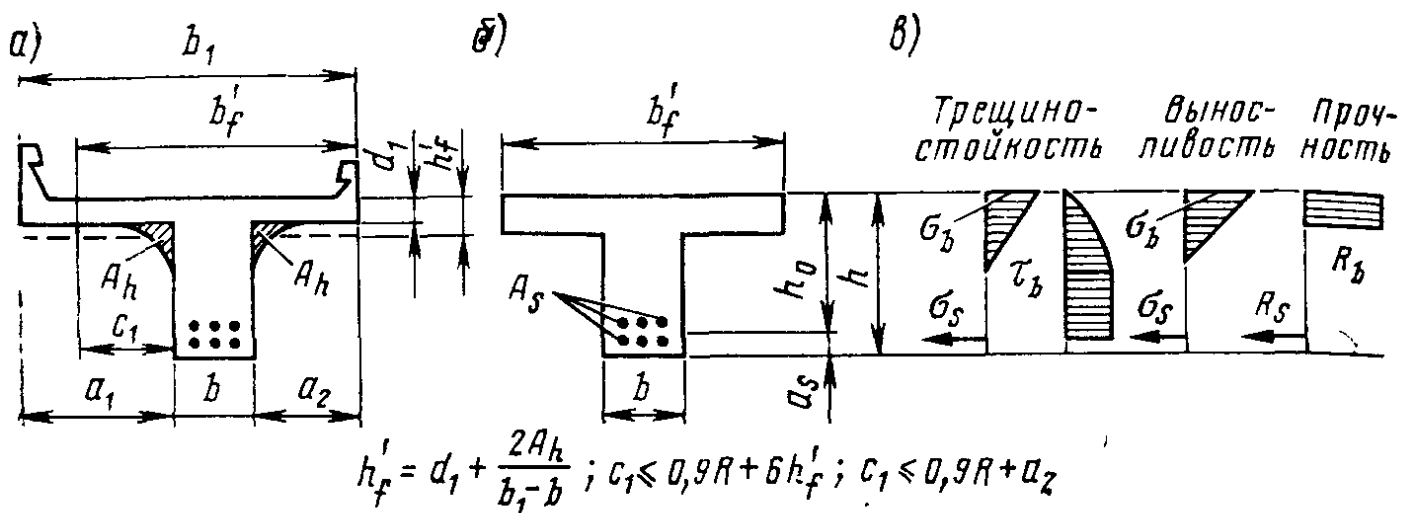


Рис. 5.9. Расчетные эпюры напряжений в главной балке с ненапрягаемой арматурой

$M_{0,25}$ или подсчитанную по приближенной формуле $M_i = 4M_{0,5} x_i \times (l - x_i)/l^2$. Очертания огибающих эпюр моментов по прочности M_i и на выносливость M_{fi} практически подобны. По одной из решающих проверок для середины пролета обычно удается обеспечить запас не более 3 ... 5 %. Тогда в практических расчетах можно использовать лишь эпюру M_i , совмещая в середине пролета условную предельную величину $M_{0,5, \text{lim}}$ с расчетным значением $M_{0,5}$ (несмотря на то, что обычно $M_{0,5, \text{lim}} > M_{0,5}$).

Считая, что каждый стержень арматуры обеспечивает восприятие одинаковой доли момента $\Delta M = M_{0,5}' n_s$, на эпюре моментов M_i можно провести в принятом масштабе параллельные линии с интервалами в ΔM (по числу стержней n_s в середине пролета). Точки пересечения

этих линий с эпюрой M_i будут определять теоретически возможные места обрывов или отгибов стержней (рис. 5.10).

При назначении фактических мест отгибов или обрывов следует учитывать ряд конструктивных, технологических и экономических соображений. Например, в разрезных балках необходимо доводить до опоры не менее трети рабочей арматуры A_s ; концы растянутых стержней предпочтительнее закреплять в сжатой зоне балки с помощью отгибов; на участке балки, где по расчету требуются наклонные стержни, нормальное к оси сечение должно пересекать не менее одного стержня наклонной арматуры.

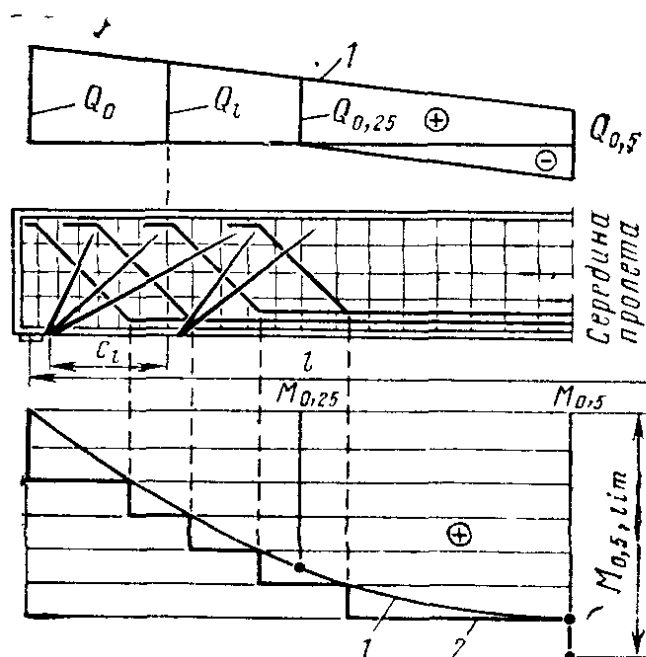


Рис. 5.10. Схемы для назначения поперечного армирования и расчета наклонных сечений:

1 — огибающая эпюра; 2 — эпюра материалов

Зная места расположения отгибов арматуры и поставив минимально допустимое по нормам количество хомутов и продольной арматуры в стенке балки, необходимо проверить прочность сжатого бетона между наклонными трещинами и наклонные сечения элемента по трещине, прежде всего в приопорной зоне. При этом следует рассмотреть несколько возможных направлений трещин, определяя в каждом случае поперечную силу Q_i в сечении у конца рассматриваемой трещины (см. рис. 5.10). Возможно, что для обеспечения прочности потребуется изменить ранее принятую расстановку отгибов рабочей арматуры A_{si} или увеличить интенсивность армирования хомутами $q_{su} = A_{su}/u_{su}$, где A_{su} — площадь сечения ветвей хомутов, расположенных в одной нормальной к оси плоскости; u_{su} — шаг ненапрягаемых хомутов вдоль оси балки (см. гл. 2).

В дальнейшем необходимы окончательные проверки на действие Q_{ni} по ограничению касательных напряжений $\tau_b \leq R_{b,sh}$ в местах изменения толщины стенки (если было решено их делать) и в приопорном сечении балки, на действие $Q_{n1,2}$ по раскрытию наклонных трещин $a_{cr} \leq \Delta_{cr} = 0,02$ см в зоне изменения сечения балки или поперечного армирования, а также проверка прогиба балки в середине пролета $f_{0,5} \leq l/(800-1,25 l)$, но не более $l/600$ (см. § 3.1). В необходимых случаях могут потребоваться расчеты по определению τ_b и a_{cr} для стадий изготовления, транспортирования или монтажа.

Расчет предварительно напряженных главных балок. Как уже было отмечено в гл. 2 и 3, при расчете главных балок пролетного строения необходимо рассматривать стадии изготовления, хранения, транспортирования, монтажа, эксплуатации и проверять все характерные сечения балок, в том числе в местах изменения сечений бетона и арматуры. Однако в данном параграфе рассмотрим лишь две стадии работы конструкции: изготовление (натяжение арматуры и обжатие бетона) и эксплуатация при расчете лишь трех сечений балки (в середине и четверти пролета, а также у опоры).

В расчетах приходится определять внешние нагрузки, внутренние усилия и напряжения при нескольких уровнях нагружения балки. В таком случае удобно различать уровни с помощью числовых индексов $i = 1 \dots 6$ (рис. 5.11). Рассмотрим расчетные схемы для балок, изготавливаемых с натяжением арматуры на бетон. Тогда более простые формулы для случая натяжения арматуры на упоры будут частными. Для упрощения на рис. 5.11 показана лишь нижняя напрягаемая арматура. Для большей наглядности балки представлены в деформированном виде.

Как и для балок с ненапрягаемой арматурой, сначала необходимо найти полные расчетные значения изгибающих моментов M_i и поперечных сил Q_i по формулам (5.14) и (5.15). Наряду с этим, в связи с необходимостью использовать два различных сечения балки (до инъецирования каналов и после), в расчетах на выносливость и по трещиностойкости целесообразно расчленить внутренние усилия на несколько слагаемых.

138

При обжатии разрезной балки отдельно должен быть учтен момент $M_{g1} = 0,5 g_1 \omega_j$ от собственного веса обжимаемого блока (от первой части постоянной нагрузки) в предположении его работы полным пролетом l , где ω_j — площадь линии влияния (для середины пролета $\omega_j = l^2/8$). Дополнительный изгибающий момент от второй части постоянных нагрузок, возникающих после обжатия бетона, $\Delta M_g = 0,5 (g_2 + g_3 + g_4) \omega_j$, где g_2, g_3, g_4 — интенсивности нагрузок от веса балласта с частями пути, веса тротуаров с коммуникациями и веса перил. Для различных уровней временной вертикальной нагрузки необходимо предварительно найти значения $M_{v3} = 0,5 \epsilon v_{0,5}^l \omega_j$; $M_{v4} = 0,5 v_{0,5}^l \omega_j$ и $M_{v5} = 0,5 \epsilon (1 + 2 \mu/3) v_{0,5}^l \omega_j$.

Назначение расчетного сечения главной балки (высоты балки h , толщины стенки b , ширины b_f и толщины h_f верхней плиты, ширины b_f и толщины h_f нижнего пояса) в основном производится так же, как и для балок с ненапрягаемой арматурой. Площадь нижней напрягаемой арматуры A_p в середине пролета можно приближенно определить по формуле (5.20), в которую вместо величины R_s нужно подставить значение R_p . Полученную величину A_p следует увеличить примерно на 10 % для выполнения условий трещиностойкости зоны, растянутой от внешних нагрузок. В верхней зоне, как правило, устанавливают напрягаемую арматуру $A'_p = (0,10 \dots 0,15) A_p$, но не менее двух пучков или стержней. В сечении может быть учтена продольная конструктивная ненапрягаемая арматура, расположенная в поясах балки, а также в плите балластного корыта.

Основные расчеты главной балки можно разделить на 13 этапов:

1. После нахождения теоретических значений площадей арматуры A_p и A'_p следует задаться типом пучков, наметить требуемое их количество, расставить пучки с учетом всех требований норм, не забывая о габаритных размерах анкеров, уточнить значения $A_p, a_p, h_0, A'_p, a'_p$, а затем произвести расчет прочности нормального сечения в середине пролета, выполняя условие $M_{0,5} \leq M_{0,5; \text{lim}}$ (см. рис. 5.11, е и формулы гл. 2). При расчете балок с арматурой A'_p уже на этом этапе расчета требуется знать нормативные установившиеся напряжения σ'_{p2} в арматуре A'_p с учетом всех потерь. Первоначально можно принять $\sigma'_{p2} = 0,8 R_p$, тогда для арматуры A'_p вводимые в расчет напряжения $\sigma_{pc} = R_{pc} - \gamma_{fp} \sigma'_{p2}$.

Расчет на этом этапе позволяет выявить в первом приближении требуемые размеры бетонного сечения и площади напрягаемой арматуры. При этом может потребоваться изменение толщины плиты балластного корыта d_1 , если высота сжатой зоны бетона x , полученная из расчета, будет существенно отличаться от расчетной высоты плиты h_f . Размеры нижнего пояса обычно принимают минимальными из условия размещения растянутой арматуры A_p . На этом этапе расчета запас несущей способности сечения балки может быть допущен до 10...15 %.

2. Для последующих расчетов в упругой стадии работы материалов необходимо знать все геометрические характеристики полученного сечения балки (см. гл. 3), причем в общем случае (при натяжении армату-

ны на бетон) y_{b1} , y_{t1} , A_{red1} , I_{red1} — для стадии изготовления без учета напрягаемой арматуры, но с учетом ослабления каналами для нее (рис.5.11, а), а также y_{b2} , y_{t2} , A_{red2} , I_{red2} — для стадии эксплуатации с учетом всего сечения бетона и всей арматуры (рис.5.11, б). При натяжении арматуры на упоры используют единые характеристики сечения балки для всех стадий работы конструкции $y_b = y_{b2}$, $y_t = y_{t2}$; $A_{red} = A_{red2}$; $I_{red} = I_{red2}$.

3. На этом этапе расчета определяют необходимые значения начальных контролируемых напряжений σ_{con} в напрягаемой арматуре A_p и A'_p (см. рис. 5.11, а). Сначала можно найти требуемое значение установившихся напряжений σ_{p2} в растянутой арматуре (из расчета трещиностойкости нижней зоны балки в стадии эксплуатации), потом ориентировочно оценить полные потери $\Sigma\sigma_i$ и получить искомые значения $\sigma_{con} = \sigma_{p2} + \Sigma\sigma_i$ [26].

Такой подход рационален, но сложен и дает лишь приближенное значение σ_{con} , так как многие потери зависят от искомой величины σ_{con} . В связи с этим проще и удобнее приравнять величину σ_{con} к ее предельному значению, а потом уточнить σ_{con} в процессе дальнейших расчетов. Тогда можно сразу принять $\sigma_{con} = 1,1R_p$ для арматурных элементов из стержней или высокопрочной проволоки и $\sigma_{con} = 1,05R_p$ — для арматурных канатов класса К-7.

4. Расчет по трещиностойкости балки в стадии обжатия бетона (см. рис. 5.11, а) позволяет выявить, не слишком ли большими приняты напряжения σ_{con} . При этом необходимо знать напряжения в арматуре A_p и A'_p с учетом потерь первой группы $\Delta\sigma_{p1}$, т. е. $\sigma_{p1} = \sigma_{con} - \Delta\sigma_{p1}$ и $\sigma'_{p1} = \sigma'_{con} - \Delta\sigma'_{p1}$. При натяжении арматуры на бетон $\Delta\sigma_{p1} = 0,5\sigma_1 + \sigma_3 + \sigma_4$, а при натяжении на упоры $\Delta\sigma_{p1} = 0,5\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_4 + \sigma_5 + \sigma_6$, где учтены соответственно потери от релаксации напряжений арматуры, температурного перепада, деформации тяговых анкеров, трения арматуры о стенки каналов и любых отгибающих приспособления, деформации стальной формы и быстротекучей ползучести (см. § 3.4). При этом необходимо иметь в виду, что сжимающим напряжениям в бетоне σ_{bP} соответствуют положительные значения потерь σ_6 .

Для расчетов в стадии обжатия бетона необходимо найти внутренние усилия от напрягаемой арматуры (в необходимых случаях с учетом наклона арматуры к продольной оси элемента по § 3.4):

$$N_{p1} = -(\sigma_{p1} A_p + \sigma'_{p1} A'_p); \quad M_{p1} = \sigma'_{p1} A'_p e'_{p1} - \sigma_{p1} A_p e_{p1}, \quad (5.21)$$

где e'_{p1} и e_{p1} — расстояния от центра тяжести приведенного сечения A_{red1} балки до равнодействующих усилий в верхней и нижней арматурах.

В общем случае при натяжении арматуры на бетон напряжения в бетоне (в середине пролета) при первом уровне нагружения

$$\sigma_{b1} = \frac{N_{p1}}{A_{red1}} + \frac{M_{p1}}{I_{red1}} y + \frac{M_{g1}}{I_{red1}} y. \quad (5.22)$$

При пользовании формулами (5.21) и (5.22) необходимо соблюдение таких правил:

напряжения в арматуре и бетоне, а также продольные усилия подставляют в формулы со своими знаками и считают положительными при растяжении;

изгибающие моменты положительны, если они вызывают растяжение на нижних гранях балок;

координата y рассматриваемой точки поперечного сечения положительна, если она расположена ниже центра тяжести сечения балки.

Расчетные проверки по трещиностойкости в стадии обжатия бетона даны в гл. 3 и сводятся к выполнению условий: $|\sigma_{b1, \max}| \leq R_{bp, mc1}$ — для нижней грани балки (при $y = y_{b1}$) и $\sigma'_{b1, \max} \leq 0,8R_{bt p, ser}$ — для верхней грани балки (при $y = -y_{t1}$), где расчетные сопротивления бетона должны быть приняты по нормам, но с учетом передаточной (фактической) прочности бетона в момент его обжатия. Если указанные проверки не выполняются, то следует выяснить возможность уменьшения величины σ_{con} , повышения передаточной прочности или проектного класса бетона, а также увеличения сечения балки.

5. Расчет по трещиностойкости балки в стадии эксплуатации, но без поезда на мосту (см. рис. 5.11, б) требует знания напряжений в напрягаемой арматуре, установившихся к стадии эксплуатации (с учетом потерь первой и второй групп), т. е. $\sigma_{p2} = \sigma_{p1} - \Delta\sigma_{p2}$, где $\Delta\sigma_{p2} = 0,5\sigma_1 + \sigma_7 + \sigma_8 + \sigma_9 + \sigma_{10}$ — при натяжении на бетон; $\Delta\sigma_{p2} = 0,5\sigma_1 + \sigma_7 - \sigma_8$ — при натяжении на упоры; $\sigma_7, \sigma_8, \sigma_9, \sigma_{10}$ — потери напряжений в напрягаемой арматуре от усадки, ползучести бетона, смятия под витками наматываемой арматуры и от деформаций обжатия стыков между блоками.

Для балок с натяжением арматуры на бетон можно принять, что все вторые потери протекают в омоноличенной конструкции. Тогда дополнительные внутренние усилия, возникающие после обжатия бетона, можно найти по формулам:

$$\Delta N_p = \Delta\sigma_{p2} A_p + \Delta\sigma'_{p2} A'_p; \quad \Delta M_p = \Delta\sigma_{p2} A_p e_{p2} - \Delta\sigma'_{p2} A'_p e'_{p2}, \quad (5.23)$$

а напряжения в бетоне (в середине пролета) при втором уровне нагружения — по формуле

$$\sigma_{b2} = \sigma_{b1} + \frac{\Delta N_p}{A_{red 2}} + \frac{\Delta M_p}{I_{red 2}} y + \frac{\Delta M_g}{I_{red 2}} y, \quad (5.24)$$

где σ_{b1} — напряжение в бетоне, оставшееся от стадии обжатия и определяемое по формуле (5.22) для той же точки сечения балки с координатой y

С целью предотвращения образования продольных трещин для нижней грани балки (при $y = y_{b2}$) должно быть выполнено условие $|\sigma_{b2, \max}| \leq R_{b, mc2}$.

6. Расчет по трещиностойкости в стадии эксплуатации с поездом на мосту (для сечения в середине пролета) позволяет выявить, достаточно ли величина принятого ранее усилия предварительного напряже-

ия. Напряжения σ_{b4} при четвертом уровне нагружения (рис. 5.11, з) можно найти с использованием напряжений σ_{b2} , определенных по формуле (5.24) для той же рассматриваемой точки с координатой y . Тогда расчетные проверки можно сделать по формулам:

для верхней грани балки по § 3.2 (при $y = -y_{t2}$)

$$\sigma_{b4} = \sigma_{b2} + \frac{M_{v4}}{I_{red2}} y; \quad |\sigma'_{b4, \max}| \leq R_{b, mc2}; \quad (5.25)$$

для нижней грани балки (при $y = y_{b2}$), армированной соответственно проволочной или стержневой арматурой (см. § 3.2),

$$\sigma_{b4, \max} \leq 0,4R_{bt, ser} \text{ или } \sigma_{b4, \max} \leq 1,4R_{bt, ser}. \quad (5.26)$$

В последнем случае возможно появление трещин, поэтому необходима дополнительная проверка по ограничению ширины раскрытия трещины величиной $a_{cr} \leq 0,015$ см. При этом учитывается несколько меньший изгибающий момент M_{v3} (рис. 5.11, з) и могут быть использованы формулы гл. 3. Кроме того, при стержневой напрягаемой арматуре необходимо обеспечить «зажатие» появившихся поперечных трещин при действии только постоянных нагрузок и воздействий (см. рис. 5.11, б). В таком случае должны быть учтены ограничения: $|\sigma_{b2, \max}| \geq 0,1R_b$ — при бетонах класса В30 и ниже; $|\sigma_{b2, \max}| \geq 1,6$ МПа — при бетонах класса В35 и выше.

Если проверки (5.25) и (5.26) не обеспечиваются, то следует увеличить общее усилие обжатия бетона, добавив необходимое количество стержней или пучков арматуры. В таком случае должны быть заново выполнены проверки по трещиностойкости в стадии обжатия.

7. При расчете балки на выносливость (рис. 5.11, д) можно использовать формулы:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{b5} &= \sigma_{b2} + \frac{M_{v5}}{I_{red2}} y; \quad |\sigma'_{b5, \max}| \leq R_{bf} \text{ (при } y = -y_{t2}\text{)}; \\ \sigma_{p5, \max} &= (\sigma_{p2} - \sigma_{el, c}) + n_{1p} (\sigma_{bg1} + \Delta\sigma_{bg} + \sigma_{bv5}) \leq R_{pf}; \\ \sigma_{p5, \min} &= \sigma_{p5, \max} - n_{1p} \sigma_{bv5} \text{ (при } y = e_{p2}\text{)}. \end{aligned} \right\} \quad (5.27)$$

В общем случае снижение напряжений $\sigma_{el, c}$ в арматуре A_p от упругого обжатия бетона следует подсчитывать с учетом натяжения арматуры на бетон в несколько этапов. При одновременном обжатии бетона всей напрягаемой арматурой $\sigma_{el, c} = 0$ при натяжении на бетон

$\sigma_{el, c} = n_{1p}\sigma_{bp2}$ при натяжении на упоры. В приведенные формулы необходимо подставлять абсолютные значения напряжений в бетоне σ_{bp2} , σ_{bg1} , $\Delta\sigma_{bg}$, σ_{bv5} соответственно от обжатия арматурой с учетом всех потерь, от первой и второй частей постоянных нагрузок, также от подвижного состава (для уровня с $y = e_{p2}$).

После завершения расчетов сечения балки в середине пролета этапы 1...7) необходим анализ полученных результатов с возможным снятием излишних запасов в сечении балки или в усилиях натяжения арматуры (с пересчетом определяющих проверок).

8. На этом этапе расчета (рис. 5.11, ж) определяют места расположения по длине пролета внутренних анкеров или начала отгибов пучков напрягаемой арматуры. Формально эта работа совпадает с общеизвестным построением огибающих эпюр изгибающих моментов и эпюр материалов.

9. Для выявления возможности сохранения ранее принятой толщины стенки b по всей длине балки целесообразно сделать проверку касательных напряжений

$$\tau_q = \frac{(Q_{g1} + Q_p) S_{red1}}{I_{red1} b} + \frac{(\Delta Q_g + \Delta Q_p + k_Q Q_{v4}) S_{red2}}{I_{red2} b} \leq m_{b6} R_{b,sh} \quad (5.28)$$

на уровне центра тяжести сечения в приопорном сечении, расположенном у начала уширения стенки (см. рис. 5.11, з). Здесь Q_{g1} , ΔQ_g , Q_{v4} — нормативные значения поперечных сил от первой, второй частей постоянных нагрузок и от поездной нагрузки; $Q_p = \sum \sigma_{pi} A_{pi} \sin \alpha$ — поперечная сила от усилий в отогнутой напрягаемой арматуре, пересекающей приопорное сечение под углом α к оси балки; ΔQ_p — то же, но от снижения Q_p за счет потерь второй группы $\Delta \sigma_{p2}$. В формулу (5.28) Q_p надо подставлять со знаком «минус», а ΔQ_p — «плюс».

По нормам стенки главных балок железнодорожных мостов необходимо рассчитывать с учетом возможного поперечного смещения пути не менее $e = 0,10$ м. Если воспользоваться расчетным аппаратом, применяемым при определении грузоподъемности [56], то возникающая при этом перегрузка стенки одной из балок может быть оценена с помощью коэффициентов $k_Q = 1 + 2e/B$ — при разрезанной плите (см. рис. 5.3, а) или $k_Q = 1 + 2.4e/B$ — при монолитной плите балластного корыта (см. рис. 5.3, б, в). Если проверка τ_q не удовлетворяется, то необходимо увеличить толщину b .

10. Этот этап расчета позволяет наметить и проверить поперечное армирование в стенке балки. Общий ход работы указан ранее, а необходимые формулы даны в гл. 2.

11. Окончательно толщину стенки и конструкцию ее сопряжения с поясами устанавливают из расчета по образованию наклонных трещин от действия главных растягивающих σ_{mt} и сжимающих σ_{mc} напряжений (см. рис. 5.11, з). Напряжения подсчитывают по формулам гл. 3, при этом необходимо выполнение условий

$$\sigma_{mt4, \max} \leq \alpha_{mt} R_{bt, ser} \text{ и } |\sigma_{mc4, \max}| \leq R_{b, mc2}. \quad (5.29)$$

Значения напряжений $\sigma_{b,4} = \sigma_{b4}$ и $\tau_b = \tau_q$ для рассматриваемой точки следует подсчитывать по формулам (5.25) и (5.28) при использовании внутренних усилий $k_M M_{v4}$ и $k_Q Q_{v4}$, соответствующих одному и тому же загружению линий влияния ($M_{v4, \max}$ и Q_{v4} или $Q_{v4, \max}$ и M_{v4}). При этом можно принять $k_M = 1 + 2e/B$ при устройстве плиты по рис. 5.3, а и $k_M = 1 + 1,2e/B$ — по рис. 5.3, б, в.

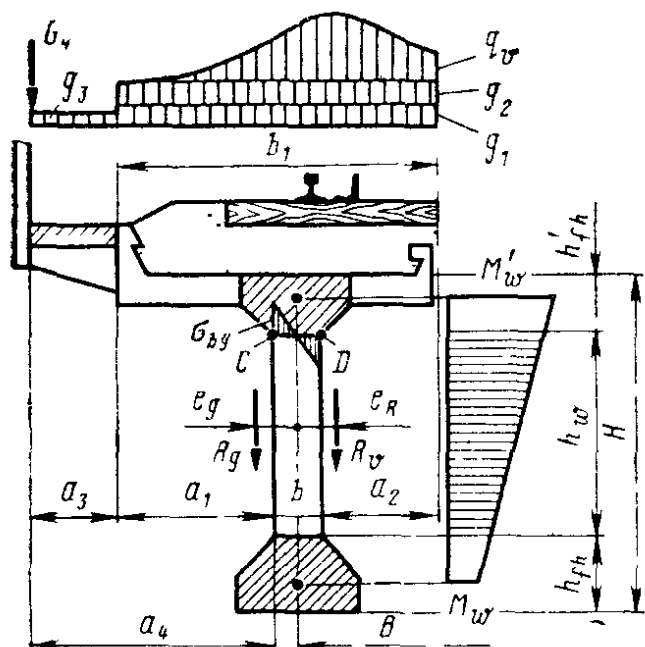


Рис 5.12 Расчетная схема к определению вертикальных нормальных напряжений в стенке балки

Для разрезных балок следует делать проверки трещиностойкости как минимум по ограничению σ_{mt} на уровне центра тяжести сечения (при $y = 0$), σ_{mt} и σ_{mc} — на уровне сопряжения стенки балки с верхней плитой в стадии эксплуатации (при $y = -y_{t2} + h'_{fh}$) и σ_{mc} — у нижнего пояса в стадии обжатия бетона (при $y = y_{b2} - h_{fh}$), где h'_{fh} и h_{fh} — толщины верхней плиты и нижнего пояса с учетом вутов. Дополнительно должны быть учтены также ограничения по ширине возможного раскрытия наклонных трещин в стенке $a_{cr} \leq 0,015$ см (см. рис. 5.11, в).

12. Расчет бетона конструкции в зоне передачи на него сосредоточенных усилий (в том числе под

анкерами напрягаемой арматуры) по прочности на местное сжатие (смятие) следует проводить по формулам гл. 2, а по трещиностойкости от местных напряжений — гл. 3.

13. При проверке $f_{0,5} \leq f_{0,5; \text{lim}}$ расчетный прогиб главной балки от временной вертикальной нагрузки $f_{0,5}$ может быть подсчитан по формуле (5.19) при замене 0,8 на 0,85 и при характеристике $I_{сд}$ для сплошного сечения (без трещин).

Дополнительные расчеты пролетных строений. В соответствии со СНиП 2.05.03-84 некоторые уточненные расчеты имеют лишь рекомендательный характер. К их числу относится и расчет стенок главных балок железнодорожных мостов по образованию трещин с учетом кручения и изгиба (из плоскости стенок).

В пролетных строениях плоскости действия внешних вертикальных нагрузок не совпадают с осью балки из-за эксцентричного приложения равнодействующей постоянных нагрузок на величину e_g , неравномерного очертания эпюры давлений от поездной нагрузки на поверхности плиты с эксцентриситетом равнодействующей e_R , а также за счет возможного смещения рельсового пути на мосту на величину $\pm e$ (рис. 5.12).

К верхнему узлу сечения балки приложены внешние сжимающие силы R_g , R_v и крутящие моменты T_g , T_v , вызывающие изгиб стенки балки из ее плоскости и появление вертикальных нормальных напряжений σ_{by} , а также кручение самой стенки с касательными напряжениями τ_t . В таком случае искомые напряжения могут быть найдены по формулам:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{by} &= \gamma (R_g + R_v) / A_w + \alpha (T_g + T_v) / W_w; \\ \tau_t &= (T_g + T_v) b / (I'_{t,f} + I_{t,w} + I_{t,f}). \end{aligned} \right\} \quad (5.30)$$

Используя обозначения рис. 5.12 и интенсивности нагрузок, подсчитанные в соответствии со схемой рис. 5.4, можно найти равнодействующие усилия на верхний узел балки длиной 1 м (вдоль оси моста):

$$\left. \begin{aligned} R_g &= -[(g_1 + g_2) b_1 + g_3 a_3 + G_4]; \\ R_v &= -e_v v = -(0,5 \pm e/B) 19,62 \text{ K}; \\ T_g &= -(g_1 + g_2) b_1 e_1 - g_3 a_3 e_3 - G_4 e_4; \\ T_v &= -R_v e_R, \end{aligned} \right\} \quad (5.31)$$

где $e_1 = 0,5 (a_1 - a_2)$; $e_3 = a_1 + 0,5 (a_3 + b)$; $e_4 = a_4 + 0,5b$.

Коэффициент $\gamma = (H - h'_{fh})/H$ учитывает распределение напряжений σ_{by} от местной нагрузки по высоте стенки. Характеристики рассматриваемого горизонтального сечения под вутом $A_w = b$ и $W_w = = b^2/6$. С помощью коэффициента α учитывается доля внешних крутящих моментов, передающихся на ребро балки и вызывающих внутренние изгибающие моменты в верхнем конце $M'_w = \alpha (T_g + T_v)$ и в нижнем конце стенки $M_w = \beta M'_w$ (см. рис. 5.12).

Здесь используем известные приближенные решения для балок с нагрузками, расположенными на свесах плиты [19], по которым $\alpha = (I_{t,w} + I_{t,f})/(I'_{t,f} + I_{t,w} + I_{t,f})$ и $\beta = I'_{t,f}/(I_{t,w} + I_{t,f})$, где $I'_{t,f}$, $I_{t,w}$, $I_{t,f}$ — моменты инерции на чистое кручение соответственно верхней плиты, стенки и нижнего пояса главной балки [10].

Наибольшие растягивающие напряжения σ_{by} возникают в точке C , а сжимающие — в точке D (см. рис. 5.12), причем большему крутящему моменту соответствует меньшая доля временной вертикальной нагрузки, т. е. в формуле (5.31) должен быть принят знак «минус» перед e . В таком случае в точке C логично делать проверку трещиностойкости бетона по главным растягивающим σ_{mt} , а в точке D — по главным сжимающим напряжениям σ_{mc} , используя ранее подсчитанные значения σ_{bx} , σ_{by} и $\tau_b = \tau_q + \tau_t$.

В соответствии со СНиП 2.05.03-84 сосредоточенно приложенные силы предварительного напряжения и поперечный изгиб стенок балок отнесены к местным воздействиям, которые не учитывают в формулах для подсчета главных напряжений (см. § 3.3). Расчет трещиностойкости рассматриваемой зоны балки на напряжения σ_{by} от поперечного изгиба стенки проводят отдельно и в необходимых случаях обеспечивают постановкой дополнительной поперечной арматуры, как это делают в расчетах на местные напряжения (см. § 3.5).

С помощью относительно простых способов можно учесть влияние на σ_{by} вертикальных напряженных хомутов, криволинейных или полигональных пучков арматуры, опорных реакций или воздействий от анкеров и перегибов пучков [19, 26]. Фактически в графиках работы [10] коэффициенты α определены для центров изгиба поясов. Для сечений стенки у начала вутов их следует откорректировать.

5.3 РАСЧЕТ БАЛОЧНЫХ РАЗРЕЗНЫХ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ АВТОДОРОЖНЫХ И ГОРОДСКИХ МОСТОВ

Расчет элементов проезжей части. При расчете перил и тротуаров автодорожных мостов (при отсутствии других нагрузок) временные нагрузки принимают такие же, как и для железнодорожных мостов с безбалластной ездой (см. § 5.2). Для городских мостов должны быть предусмотрены в расчетах также расчетные нагрузки: равномерно распределенная вертикальная и горизонтальная на перила $q_h = 1,4 \times 0,98$ кН/м и сосредоточенная вертикальная на тротуар $F_f = 19,6$ кН (с площадкой передачи давления $0,10 \times 0,15$ м).

Плита представляет собой многопролетную неразрезную конструкцию на упруго проседающих опорах. Однако в инженерной практике расчет ведут обычно по схеме однопролетной плиты, упруго защемленной по двум сторонам в непроседающих главных балках (рис. 5.13). При этом сначала находят балочные моменты в середине пролета свободно опертой плиты для расчетов по прочности M_b и трещиностойкости $M_{b,cr}$, а по ним — с помощью поправочных коэффициентов α_1 и α_2 — искомые моменты, например, для расчетов по прочности в середине пролета $M_{0,5} = \alpha_1 M_b$ и у опоры плиты $M_0 = \alpha_2 M_b$.

Коэффициенты α_1 и α_2 получают на основе обработки результатов более точных расчетов мостов. Для середины пролета плиты можно принять значения α_1 из табл. 5.1 при дополнительном коэффициенте $\alpha_1 = -0,25$, для сечения у крайней балки α_2 — из табл. 5.1, а у промежуточной балки $\alpha_2 = -0,8$ и $\alpha_2 = +0,25$ (независимо от значения n_1).

Плиты проезжей части рассчитывают на временные нагрузки от автотранспортных средств в виде полос АК и от тяжелой одиночной колесной НК-80 или гусеничной НГ-60 нагрузки. Для малых и средних мостов на дорогах IV и V категорий учитывают нагрузки А8 и НГ-60. В дальнейшем, как правило, будем рассматривать расчеты мостов на дорогах I—III категорий и в городах, а также больших мостов на дорогах IV и V категорий, в которых используют нагрузки А11 и НК-80. Внутренние усилия от этих нагрузок определяют отдельно с последующим учетом большего из них.

Нагрузка АК от одной полосы движения включает равномерно распределенную нагрузку (на обе колеи) интенсивностью $v = 0,98$ К, кН/м, и одну двухосную тележку с осевой нагрузкой $P = 9,81$ К, кН. Тогда при сравнительно небольшом пролете в свету между внутренними гранями ребер балок ($e < 1,8 \dots 2,0$ м, рис. 5.13, а) балочный момент для расчетов монолитной плиты (шириной 1 м) по прочности

$$M_b = M_{bg} + M_{bv} + M_{bp} = \sum_{i=1}^{i=3} \gamma_{fgi} g_i e^2 / 8 + \gamma_{fv} (1 + \mu) v (e/2 - a_1/4) / 4 + \gamma_{fp} (1 + \mu) P (e/2 - a_1/4) / 4 c_2, \quad (5.32)$$

где g_i — нормативные значения давлений на плиту от постоянных нагрузок, кПа.

Коэффициенты надежности к собственному весу плиты проезжей части $\gamma_{fg1} = 1,1$, к весу выравнивающего, изоляционного и защитного слоев $\gamma_{fg2} = 1,3$, к весу покрытия ездового полотна автодорожных мостов $\gamma_{fg3} = 1,5$, а городских мостов $\gamma_{fg3} = 2,0$, к полосовой нагрузке $\gamma_{fv} = 1,2$, а к нагрузке от тележки $\gamma_{fp} = 1,5$. При работе плиты на изгиб в поперечной к оси моста плоскости условно принимают длину загрузки $\lambda = 0$, тогда динамический коэффициент $1 + \mu = 1,33$.

С учетом распределяющего действия одежды проезжей части толщиной H под углом 45° имеем $a_1 = a + 2H$ и $c_1 = c + 2H$, а с учетом включения в работу на изгиб смежных участков плиты $c_2 = c_1 + e/3 \geq \geq 2e/3$, где $a = 0,6$ м — ширина колеи полосовой нагрузки или коле-

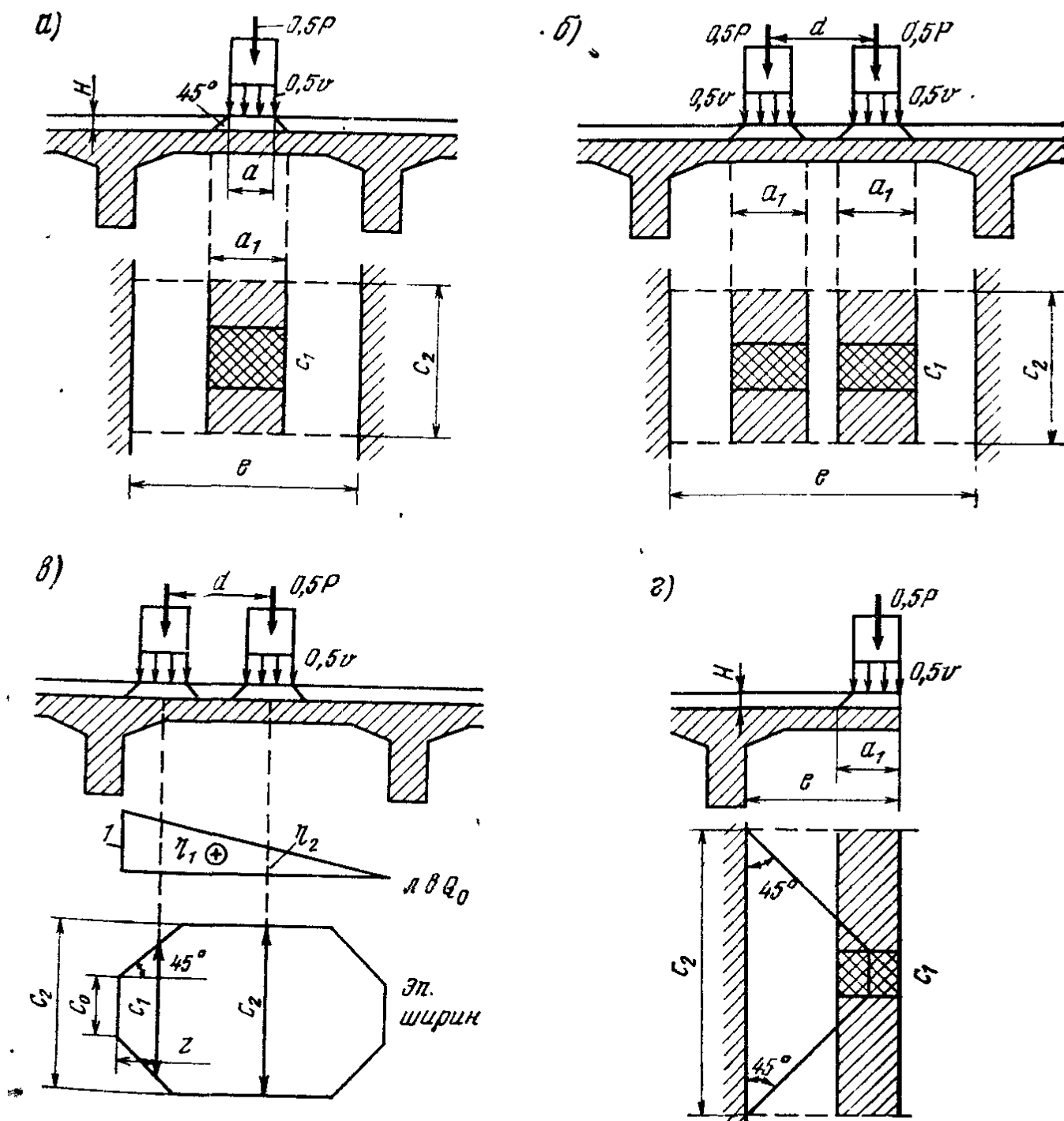


Рис. 5.13. Расчетные схемы к определению внутренних усилий в плите проезжей части

са тележки, а $c = 0,2$ м — длина соприкосновения колеса с покрытием вдоль движения.

При большем пролете $e > 1,8...2,0$ м следует рассмотреть также схему загрузки плиты (рис. 5.13, б) полосовой нагрузкой по двум колеем и двумя колесами со смежных полос движения с расстоянием между ними $d = 1,1$ м. Тогда при $d + a_1 \leq e$ и $H \leq 0,25$ м

$$M_b = M_{bg} + \gamma_{fv} (1 + \mu) v (e - d)/4 + \gamma_{fp} (1 + \mu) P (e - d)/4c_2. \quad (5.33)$$

Если $d + a_1 > e$ и $H \leq 0,25$ м, то $M_{bv} = \gamma_{fv} (1 + \mu) v (e - d + a_1)^2/16a_1$. При $d + a_1 \leq e$ и $H > 0,25$ м участки загрузки a_1 перекрывают друг друга, тогда $M_{bv} = \gamma_{fv} (1 + \mu) v (2e - d - a_1)/8$. Величину M_{tp} можно получить по этим же формулам, но при замене v на P/c_2 . При большем пролете плиты $e > 2,2...2,4$ м и при большем значении H участки c_2 от колес тележки перекрываются в продольном к оси моста направлении. В таком случае во всех выше приведенных формулах вместо c_2 следует принимать $c_3 = (c_2 + u)/2 \geq e/3 + u/2$, где $u = 1,5$ м — расстояние между осями тележки.

При загрузке плиты колесной нагрузкой НК-80 основной является схема по рис. 5.13, а, тогда

$$M_{b, \text{НК}} = M_{bg} + (1 + \mu)_{\text{НК}} P_{\text{НК}} (e - 0,5a'_1)/8c'_2. \quad (5.34)$$

где при $\lambda = 0$ имеем $(1 + \mu)_{\text{НК}} = 1,3$; $P_{\text{НК}} = 196$ кН; $a'_1 = a' + 2H$; $a' = 0,8$ м; $c'_2 = c + 2H + e/3 \leq 1,2$ м.

В дальнейших расчетах следует использовать наибольшее значение M_b из полученных по формулам (5.32)...(5.34), а по нему — расчетные моменты в середине пролета $M_{0,5}$ и у опоры плиты M_0 . Принимая $\gamma_{ji} = 1 + \mu = 1$, можно найти нормативные моменты $M_{n;0,5}$ и $M_{n;0}$ для расчетов по трещиностойкости.

Искомые поперечные силы Q_0 и $Q_{n;0}$ в опорном сечении плиты определяют как для свободно опертой балки с пролетом e (рис. 5.13, в).

Распределение осевой нагрузки P или $P_{\text{НК}}$ вдоль оси моста (поперек пролета плиты) зависит от расстояния z_i колеса до опоры (границы ребра главной балки). При этом для средних участков плиты принимают ранее подсчитанную величину c_2 , у грани опоры $c_0 = c + 2H \geq e/3$, а для промежуточных значений $c_i = c_0 + 2z_i \leq c_2$. Тогда в расчетах по прочности на поперечную силу от нагрузки А11

$$Q_0 = \sum_{i=1}^{i=3} \gamma_{fi} g_i e/2 + \gamma_{fv} (1 + \mu) v \sum_{i=1}^{i=2} s_i \eta_i/2 + \\ + \gamma_{fp} (1 + \mu) P \sum_{i=1}^{i=2} \eta_i/2c_i, \quad (5.35)$$

где η_i — ординаты линии влияния поперечной силы Q_0 под колеем или колесами; s_i — коэффициент полосности (для одной колеи нагрузки у опоры $s_1 = 1$, а для другой в пролете $s_2 = 0,6$); c_i — расчетная ширина плиты, воспринимающая сосредоточенную нагрузку от колеса.

В расчетах на нагрузку НК-80 (от одного колеса)

$$Q_0 = Q_{g,0} + (1 + \mu)_{\text{НК}} P_{\text{НК}} \eta_i / 2c_i, \text{ но при } c_i \leq 1,2 \text{ м.} \quad (5.36)$$

Иногда между свесами плит соседних балок оставляют свободным продольный шов. В таком случае при нагрузке А11 в консольной плите (рис. 5.13, з) имеем:

$$\left. \begin{aligned} M_{g,0} &= \sum_{i=1}^{i=3} \gamma_{fi} g_i e^2 / 2; & a_1 &= a + H; \\ M_{v,0} &= \gamma_{fv} (1 + \mu) v e^2 / 4a_1 & \text{при } a_1 > e; \\ M_{v,0} &= \gamma_{fv} (1 + \mu) v (e - 0,5a_1) / 2 & \text{при } a_1 \leq e. \end{aligned} \right\} \quad (5.37)$$

Для тележки можно использовать эти же формулы, но при замене γ_{fv} на γ_{fp} и v на P/c_2 . Величину c_2 можно определить с учетом распределения влияния силы P в плане под углом 45° от центра тяжести грузовой площадки, тогда $c_2 = c_1 + e$ (при $a_1 \geq e$) или $c_2 = c_1 + 2e - a_1$ (при $a_1 < e$). При колесной нагрузке НК-80 вместо P и a_1 следует принять $P_{\text{НК}}$ и $a'_1 = a' + H$ с ограничением $c_2 \leq 1,2$ м.

Приведенные формулы могут быть использованы в обычной проектной практике для расчета конструкций с промежуточными поперечными диафрагмами и для относительно узких бездиафрагменных пролетных строений (при отношении ширины к пролету $B/L \leq 0,5$). В расчетах широких мостов без диафрагм следует использовать более точные пространственные расчеты, например, в предположении упругой вертикальной податливости главных балок по формулам и таблицам, приведенным в работах [47] и [20].

Расчет главных балок пролетных строений. Из различных методов пространственных расчетов в инженерной практике наибольшее применение нашел метод коэффициента поперечной установки, при котором статическая задача сводится к решению двух самостоятельных задач: к построению линий влияния внутренних усилий или перемещений в отдельно рассматриваемой главной балке от единичной силы или крутящего момента, движущихся вдоль ее оси, и построению линии влияния вертикального давления на балку или крутящего момента при движении единичной вертикальной силы поперек оси моста. Для пролетных строений с однопролетными разрезными главными балками нетрудно построить линии влияния вдоль оси моста (вдоль пролета), а по ним найти все необходимые их ординаты η_j , а также площади линий влияния для изгибающих моментов $\omega_{M,j}$ и поперечных сил $\omega_{Q,j}$ в любом сечении балки j (см. § 5.2 и рис. 5.8).

Основное внимание уделим построению линий влияния поперек оси моста, по которым можно найти поперечное распределение временной вертикальной нагрузки между главными балками, определяемое значением коэффициентов поперечной установки k_f , k_v , k_p , $k_{\text{НК}}$ соответственно для нагрузки на тротуарах p_f , для полосовой нагрузки v , а также для осевых давлений от тележки P и колесной нагрузки $P_{\text{НК}}$.

Рассматриваемый метод основан на допущении, что любое внешнее усилие распределяется между главными балками пролетного строения только в том поперечном сечении, в котором действует это усилие. При этом расчет пролетного строения сводится к расчету отдельной главной балки. Принятое допущение существенно упрощает решение пространственных задач при относительно небольших погрешностях.

Распределение постоянных нагрузок между главными балками зависит от последовательности работ при монтаже пролетного строения. Обычно сначала полностью заканчивают монтаж балок и омоноличивание поперечных стыков в диафрагмах и продольных стыков в плите проезжей части, а затем укладывают все остальные постоянные нагрузки. При наличии в конструкции достаточно жестких поперечных связей между балками (на изгиб относительно продольной оси x моста) можно найти расчетные внутренние усилия в любой главной балке от постоянных нагрузок по формулам:

$$M_{g,j} = \sum_{i=1}^{i=7} \gamma_{fgi} g_i \Omega_{M,j}; \quad Q_{g,j} = \sum_{i=1}^{i=7} \gamma_{fgi} g_i \Omega_{Q,j} \quad (5.38)$$

В формулах (5.38) учтены нормативные постоянные нагрузки от собственного веса одной рассчитываемой балки g_1 (первая часть постоянной нагрузки), а также нагрузка от веса выравнивающего, изоляционного и защитного слоев g_2 , покрытия ездового полотна g_3 , тротуаров g_4 , их покрытия g_5 , перил g_6 , ограждений проезжей части, коммуникаций, трубопроводов g_7 (вторая часть постоянной нагрузки, полученная при равномерном ее распределении между всеми главными балками). Величины $\Omega_{M,j}$ и $\Omega_{Q,j}$ соответствуют полным площадям линий влияния внутренних усилий в сечении j .

В общем случае полные расчетные внутренние усилия можно получить по формулам:

при загрузке проезжей части моста нагрузкой АК, а тротуаров пешеходной нагрузкой p_f (рис. 5.14, а, б)

$$M_j = M_{g,j} + M_{f,j} + M_{v,j} + M_{p,j} = M_{g,j} + \gamma_{ff} p_f k_f \omega_{M,j} + \gamma_{fv} (1 + \mu) v k_v \omega_{M,j} + \gamma_{fp} (1 + \mu) P k_p \sum_{i=1}^{i=2} \eta_i; \quad (5.39)$$

$$Q_j = Q_{g,j} + Q_{f,j} + Q_{v,j} + Q_{p,j} = Q_{g,j} + \gamma_{ff} p_f \omega_{f,j}^* + \gamma_{fv} (1 + \mu) v \omega_{v,j}^* + \gamma_{fp} (1 + \mu) p \sum_{i=3}^{i=4} k_{p,i} \eta_i; \quad (5.40)$$

при загрузке проезжей части нагрузкой НК-80 (рис. 5.14, в)

$$M_j = M_{g,j} + (1 + \mu)_{\text{НК}} v_{\alpha, \text{НК}}^l k_{\text{НК}} \omega_{M,j}; \quad (5.41)$$

$$Q_j = Q_{g,j} + (1 + \mu)_{\text{НК}} P_{\text{НК}} \sum_{i=7}^{i=10} k_{\text{НК},i} \eta_i. \quad (5.42)$$

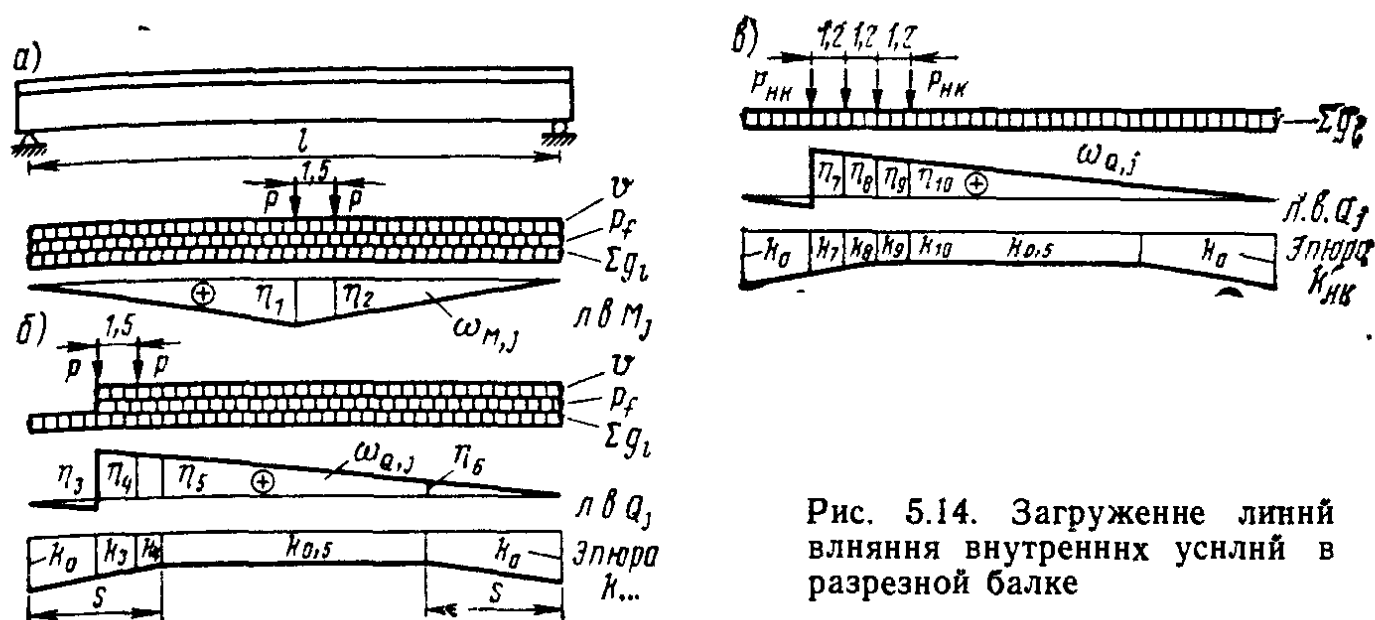


Рис. 5.14. Загружение линий влияния внутренних усилий в разрезной балке

В приведенных формулах следует принимать коэффициенты надежности к нагрузкам на тротуарах и к полосовой нагрузке $\gamma_{ft} = \gamma_{fv} = 1,20$, а к тележке $\gamma_{fp} = 1,5 - 0,01\lambda$ (при $\lambda < 30$ м) или $\gamma_{fp} = 1,20$ (при $\lambda \geq 30$ м), где λ — длина участка линии влияния одного знака. Динамический коэффициент к нагрузке от автотранспортных средств $1 + \mu = 1 + (45 - \lambda)/135 \geq 1,0$ (для всех рассматриваемых загружений $\lambda = l$), а к колесной нагрузке $(1 + \mu)_{нк} = 1,35 - 0,05\lambda$ (при $1,0 < \lambda < 5,0$ м) или $(1 + \mu)_{нк} = 1,1$ (при $\lambda \geq 5,0$ м). Если пешеходная нагрузка на тротуарах учитывается совместно с нагрузкой АК, то $p_f = 3,92 - 0,0196\lambda \geq 1,96$ кПа.

Подсчет коэффициентов поперечной установки k_f , k_v , k_p , $k_{нк}$ сделаем позднее. Однако здесь отметим, что в общем случае они различны для сечений в середине пролета и у опоры (для полосовой нагрузки $k_{v; 0,5}$ и $k_{v; 0}$). На величину изгибающих моментов это различие влияет незначительно, поэтому в формулах (5.39) и (5.41) его не учитывают.

Для линий влияния с большими ординатами у опор (например, для поперечных сил и крутящих моментов) рекомендуется сохранить значение $k_{v; 0,5}$ на среднем участке длины балки, а на концевых участках длиной s принять значения коэффициентов по линейной интерполяции между $k_{v; 0,5}$ и $k_{v; 0}$ (см. рис. 5.14, б). Величину s принимают равной расстоянию от опоры до первой поперечной диафрагмы. Для бездиафрагменных пролетных строений обычно принимают $s = l/6$.

В дальнейших расчетах можно построить новую условную линию влияния Q'_j уже с учетом коэффициентов поперечной установки, перемножая между собой ординаты η_i и $k_{v; i}$, соответствующие одному и тому же сечению i . Однако для разрезных балок удобно на участках s сделать сопряжение эпюр под нагрузкой по правилу Верещагина. Тогда можем получить искомое значение $\omega_{v, j}^* = k_{v; 0,5} \omega_{Q, j} + \Delta_{v, j} + \Delta_{v, j}$. Первое слагаемое получаем обычным путем по величине $k_{v; 0,5}$ в середине пролета. Второе слагаемое $\Delta_{v, j} = (2\eta_j + \eta_5) \Delta k_v (s - x_j)/6$

учитывает увеличение k_v на загружаемом участке $s - x_j$ (при $0 \leq x_j \leq s$), а третье слагаемое $\Delta_v = \eta_6 \Delta k_v s / 6$ — на участке s у правой опоры. При этом $\Delta k_v = k_{v;0} - k_{v;0,5}$, если $x_j > s$, то $\Delta_{v,j} = 0$. Аналогичным путем можно подсчитать ω_{fj} для пешеходной нагрузки.

Для подсчета коэффициентов поперечной установки необходимо предварительно построить линии влияния давления на рассчитываемые балки. Известно несколько методов их построения, причем простейшим из них является «метод рычага» (рис. 5.15, а—д). Такой метод приемлем при подсчете M_i на средних участках длины балок в случае очень малой изгибной жесткости ($E_b I_x \rightarrow 0$) поперечных связей (диафрагм или плиты проезжей части относительно продольной оси x). Этот же метод следует использовать и при нахождении поперечной силы Q_v у опоры, причем независимо от жесткости $E_b I_x$.

Для ребристых пролетных строений (см. рис. 5.15, а, б, в) принимают шарнирное опирание плит проезжей части на ребра главных балок. В конструкциях с коробчатыми балками (см. рис. 5.15, г, д), имеющими большую жесткость на кручение, нагрузка в пределах ширины коробки полностью воспринимается ею, а гибкая плита лишь распределяет внешние силы между коробками.

Для узких пролетных строений (при $B/L \leq 0.5$) с жесткими поперечными связями, например, при наличии не менее двух-трех промежуточных диафрагм высотой не менее 0.6 высоты главных балок можно принять $E_b I_x \rightarrow \infty$ и использовать метод внецентренного сжатия. При таком допущении на среднем по длине пролета участке пролетное строение проседает и поворачивается относительно продольной оси x без искажения формы поперечных сечений (рис. 5.15, е).

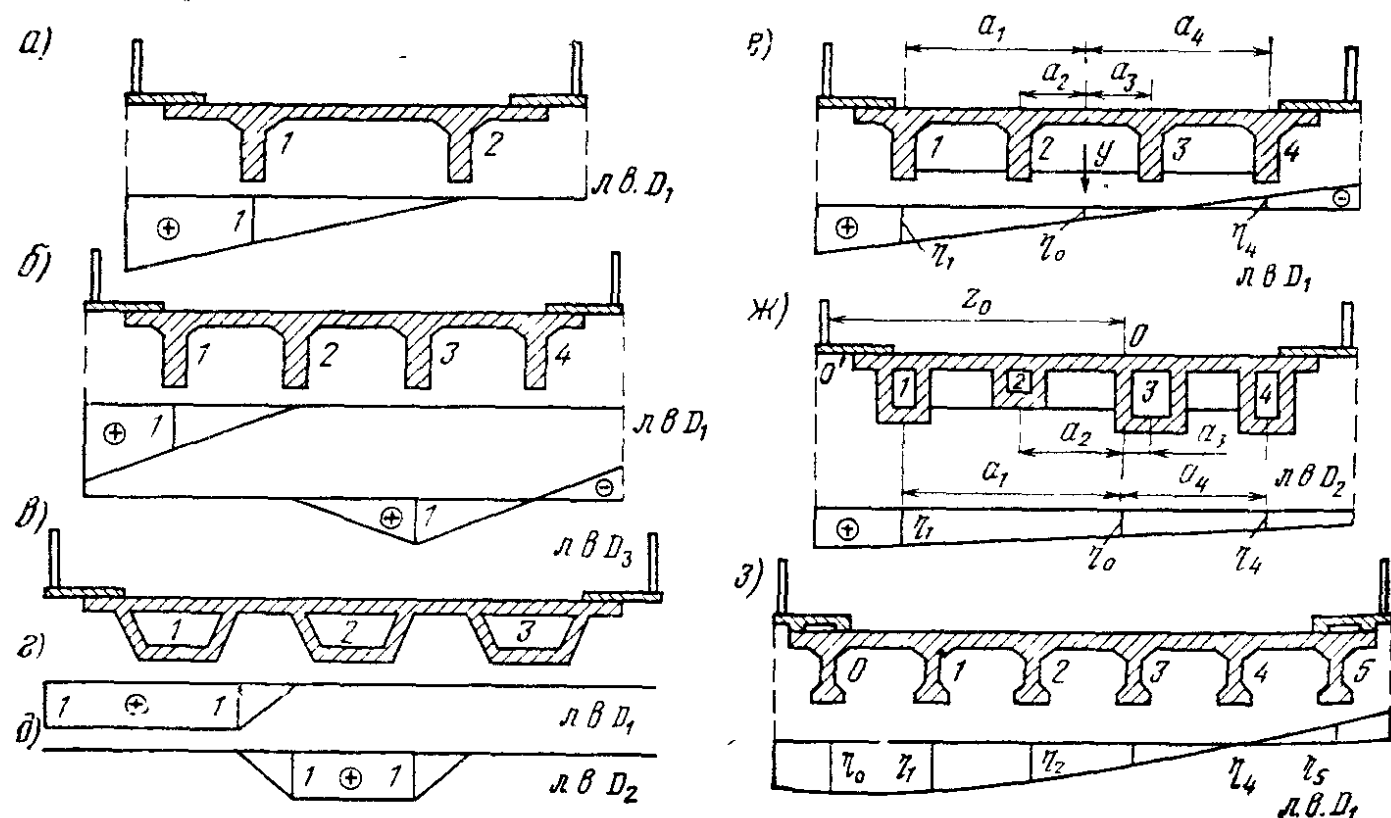


Рис. 5.15. Линии влияния давления на рассчитываемые главные балки

Тогда ординаты линии влияния давления, например, на балку r могут быть определены по аналогии с формулой внецентренного сжатия по формуле

$$\text{л.в. } D_r = \frac{1}{n} + \frac{a_r z}{\sum_{i=1}^{i=n} a_i^2}, \quad (5.43)$$

где n — количество главных балок в пролетном строении; z — эксцентриситет единичного груза $P = 1$, перемещающегося поперек оси моста, относительно центра тяжести поперечного сечения (при одинаковых балках — середины ширины).

В последние годы стали широко использовать в расчетах обобщенный метод внецентренного сжатия (рис. 5.15, ж), который позволяет учитывать как изгибные (относительно поперечной оси z), так и крутильные (относительно продольной оси x) жесткости неодинаковых балок в пределах одного пролетного строения, в том числе с различными условиями опирания [21].

Для широких пролетных строений (при $B/L > 0,5$), при гибких поперечных балках или диафрагмах, а также для бездиафрагменных конструкций применяют метод упругого распределения (рис. 5.15, з), при котором плиту рассматривают как неразрезную на упруго проседающих опорах и учитывают конечную изгибную жесткость $E_b I_x$ плиты проезжей части [45, 47]. При этом обычно пренебрегают жесткостью балок на кручение.

Рассмотрим также более универсальный метод М. Е. Гибшмана, в котором одновременно учитываются жесткость главных балок на изгиб $E_b I_r$ через величины K_{rj} , жесткость на кручение $G_b I_{tr}$ через P_{rj} , а также изгибная жесткость плиты или поперечных диафрагм $E_b I_{xj}$. Если балки соединены лишь плитой, то $I_{xj} = h_j^3/12$, а при диафрагмах, поставленных со взаимными расстояниями s_j , можно принять $I_{xj} = I_{dj}/s_j$, где I_{dj} — момент инерции диафрагмы с участками плиты на ширине s_j .

Выводы необходимых формул даны в работах [20] и [21]. На рис. 5.16 показаны наиболее характерные линии влияния давления на коробчатую балку I неразрезного трехпролетного строения для сечений у промежуточной опоры и в середине пролета (при опирании каждой балки на расположенную по ее оси опорную часть без защемления на кручение). Метод отличается большой универсальностью, но относительно сложен. Для облегчения расчетов в работе [20] приведены многочисленные таблицы линий влияния вертикальных сил и закручивающих моментов на одинаковые по сечению главные балки.

При определении коэффициентов поперечной установки временная вертикальная нагрузка на мосту располагается в самом невыгодном положении относительно оси моста, которое прежде всего определяется характером очертания линии влияния D_r на рассматриваемую главную балку с учетом ряда ограничений норм. На рис. 5.16 показаны

произвольно выбранные линии влияния, каждая из которых может быть загружена по трем схемам.

При первой схеме загрузки моста (рис. 5.16, а) нагрузкой АК, расположенной в пределах проезжей части (без полос безопасности). число полос нагрузки не должно превышать числа полос движения для заданной категории дороги, оси крайних полос каждого направ-

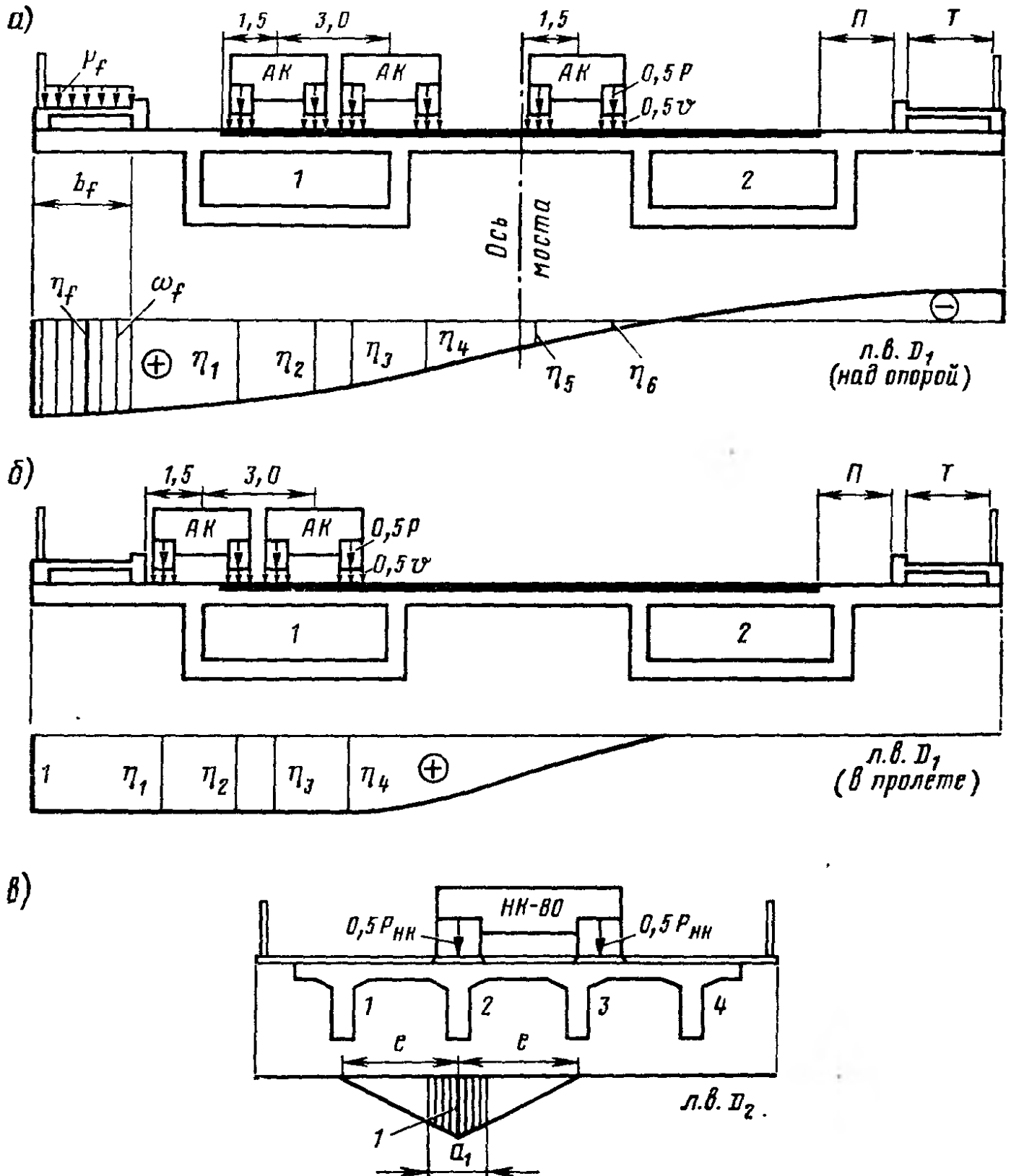


Рис. 5.16. Схемы для определения коэффициентов поперечной установки

ления движения должны располагаться не ближе 1,5 м от кромки проезжей части или осевой линии, а расстояние между осями смежных полос должно быть не менее 3,0 м. При этом нагрузка АК учитывается совместно с пешеходной нагрузкой на тротуарах. При загрузке нескольких полос движения для тележек с осевым давлением P принимают коэффициент полосности $s_1 = 1,0$, к одной из полосовых нагрузок u вводят $s_1 = 1,0$, а для всех остальных $s_2 = 0,6$.

Вторая схема загрузки моста (рис. 5.16, б) нагрузкой АК рассматривается без нагрузки на тротуарах и используется лишь для расчетов по предельным состояниям первой группы на прочность и устойчивость. При этом может быть учтено не более двух полос нагрузки, располагаемых в пределах всей ширины ездового полотна, включая полосы безопасности, но ось крайней полосы должна быть расположена не ближе 1,5 м от ограждения ездового полотна.

Третья схема загрузки (рис. 5.16, в) предусматривает размещение нагрузки НК-80 только в пределах проезжей части при расположении оси нагрузки не ближе 1,75 м от кромки проезжей части, причем эта схема не учитывается в расчетах на выносливость и трещиностойкость.

Необходимо стремиться к тому, чтобы нагрузка располагалась над наибольшими ординатами линии влияния D_r , но в пределах ранее перечисленных ограничений. Обычно давление D_r получают путем умножения сосредоточенных сил на ординаты линии влияния под ними. Однако при криволинейном или полигональном очертании линии влияния результаты будут более точными, если рассматривать нагрузку распределенной на ширине a_1 . С учетом сказанного значения коэффициентов поперечной установки можно получить по формулам:

для первой схемы по рис. 5.16, а

$$k_f = \omega_f = b_f \eta_f; \quad k_v = 0,5 \left(\sum_{i=1}^{i=2} \eta_i + 0,6 \sum_{i=3}^{i=6} \eta_i \right); \quad k_p = 0,5 \sum_{i=1}^{i=6} \eta_i; \quad (5.44)$$

для второй схемы по рис. 5.16, б

$$k_f = 0; \quad k_v = 0,5 \left(\sum_{i=1}^{i=2} \eta_i + 0,6 \sum_{i=3}^{i=4} \eta_i \right); \quad k_p = 0,5 \sum_{i=1}^{i=4} \eta_i; \quad (5.45)$$

для третьей схемы по рис. 5.16, в

$$k_f = k_v = 0; \quad k_{HK} = 0,5 (1 - a'_1 / 4e) \quad (5.46)$$

[в общем случае $k_{HK} = 0,5 (\eta_1 + \eta_2)$],

где ω_f и η_f — площадь линии влияния D_r в пределах ширины тротуара b_f и средняя ордината этой площади.

Общие сведения о дополнительных расчетах пролетных строений. Ранее был дан расчет плиты проезжей части лишь на местную нагрузку, расположенную в пределах пролета плиты, но с учетом возможных поворотов опорных сечений. Обозначим полученные при этом внутренние усилия через $M'_{0,5}$, M'_0 , Q'_0 (рис. 5.17, а). За счет участия плиты

в совместной работе с упруго проседающими главными балками возникают дополнительные усилия $M_{0,5}''$, M_0'' , Q_0'' .

Оценить точнее степень участия плиты в пространственной работе пролетного строения можно по таблицам работы [45]. В качестве примера на рис. 5.17, б показаны линии влияния M_{4-5} в середине девятипролетной балки при значениях коэффициентов $\alpha = 0,002$ и $\alpha = 1,000$, где α характеризует соотношение изгибной жесткости балки и плиты.

Если ранее уже были построены линии влияния опорных давлений D_r (или опорных реакций R_r) для главных балок пролетного строения (см. рис. 5.17, в), то по ним нетрудно построить и искомые линии влияния моментов и поперечных сил (рис. 5.17, г):

при грузе $P=1$ слева от сечения m ($z > a_m$)

$$\left. \begin{aligned} \text{л. в. } M_m'' &= -\text{л. в. } (z - a_m) + \sum_{i=0}^{i=r} \text{л. в. } R_i (a_i - a_m); \\ \text{л. в. } Q_m'' &= -1 + \sum_{i=0}^{i=r} \text{л. в. } R_i; \end{aligned} \right\} \quad (5.47)$$

при грузе $P=1$ справа от сечения m ($z < a_m$)

$$\text{л. в. } M_m'' = \sum_{i=0}^{i=r} \text{л. в. } R_i (a_i - a_m); \quad \text{л. в. } Q_m'' = \sum_{i=0}^{i=r} \text{л. в. } R_i. \quad (5.48)$$

Приведенные формулы выведены для произвольного сечения m , расположенного в пролете между опорами r и $r+1$. Для опорного сечения r имеем $a_m = a_r$. Расчетные усилия получают в виде суммы,

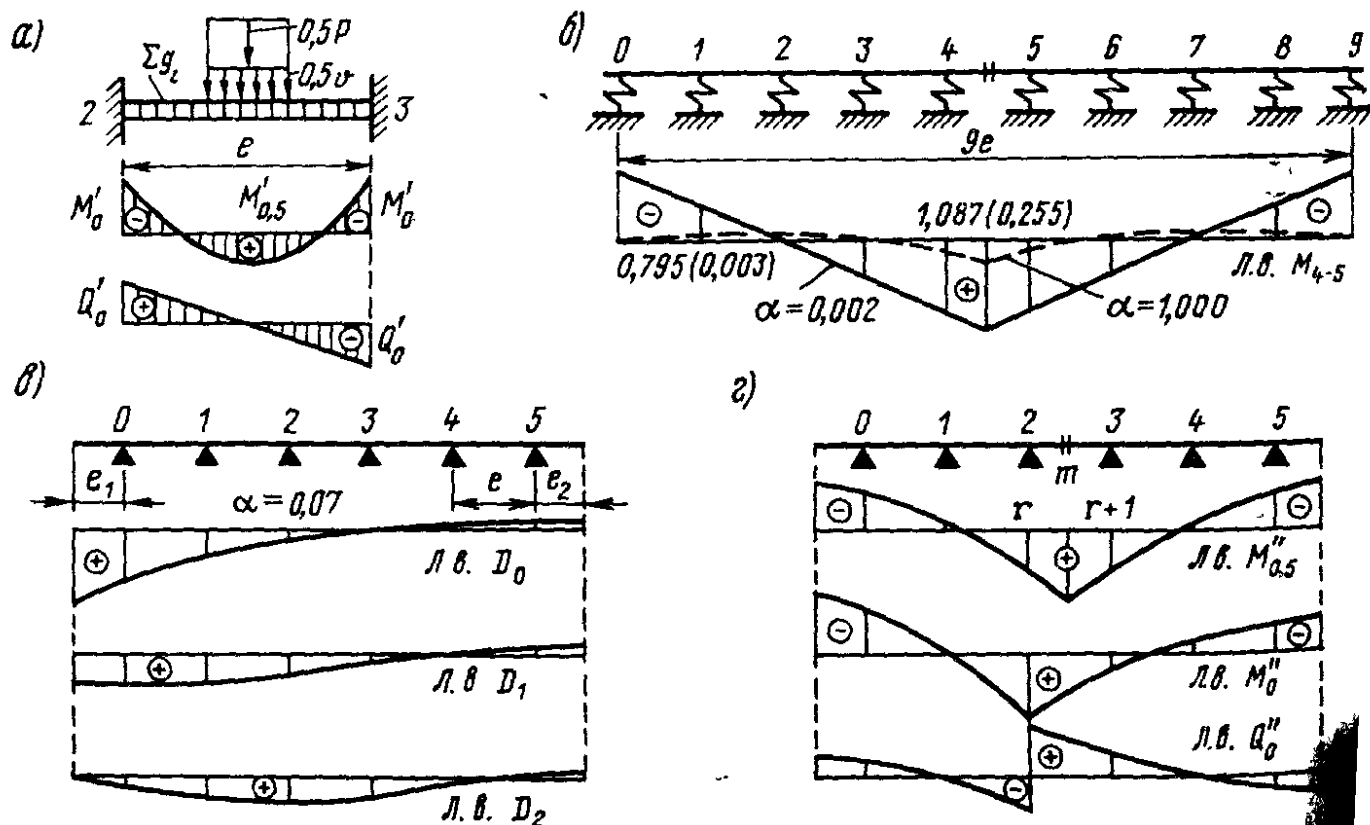


Рис. 5.17. Схемы для расчета плит бездиафрагменных пролетных строений

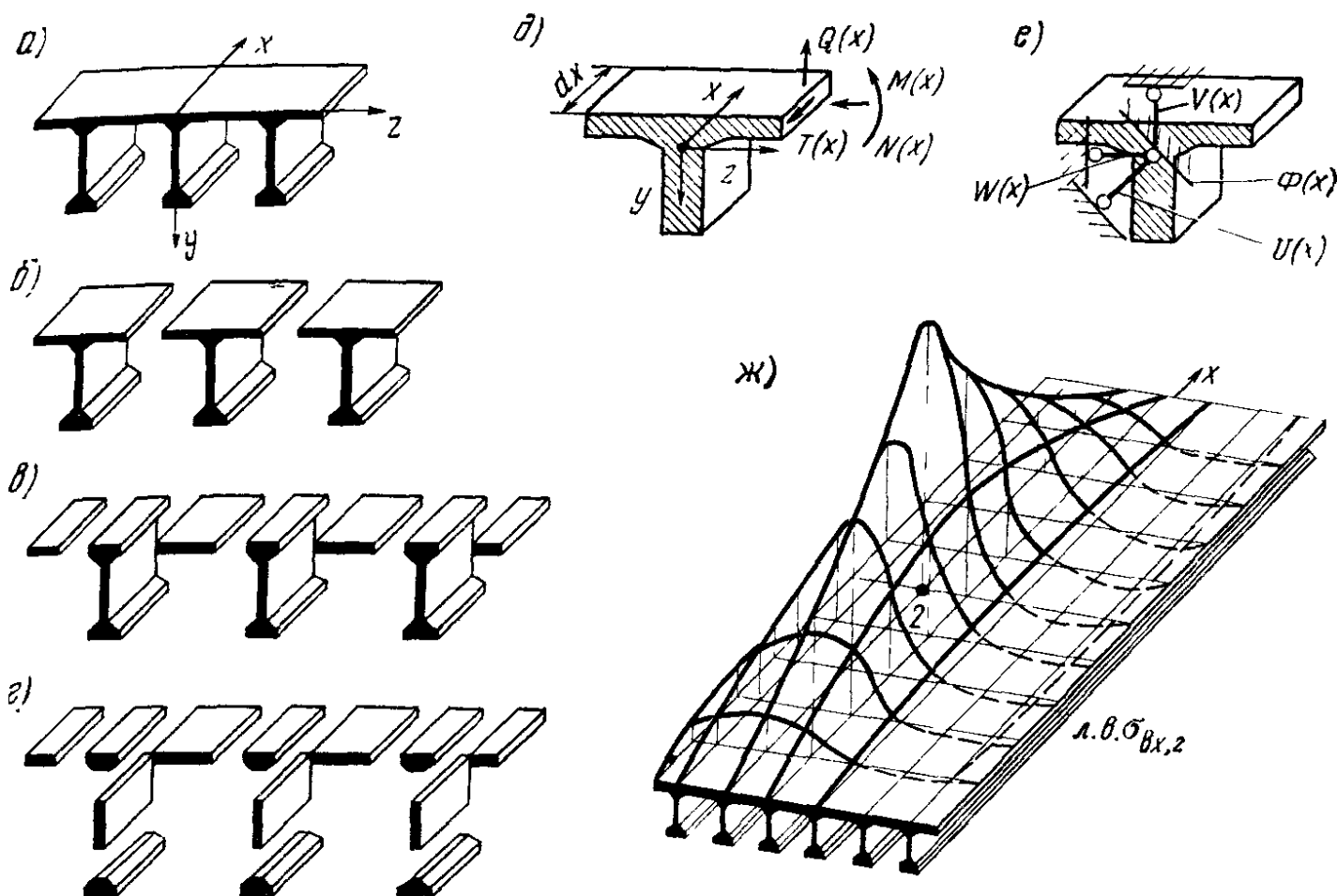


Рис. 5.18. Расчетные схемы плитно-балочных пролетных строений

например, для моментов $M_{0,5;\max} = M'_{0,5;\max} + M''_{0,5;\max}$ и т. д. При этом логично принимать одинаковое положение нагрузки на мосту как для первой, так и для второй схемы расчета.

Рассмотрим более точные пространственные методы расчета мостов. В соответствии с этими методами плитно-балочную конструкцию (рис. 5.18, а) условно расчленяют продольными сечениями на отдельные элементы. Схемы членения выбирают в зависимости от стоящих перед расчетчиком задач и требуемой точности расчета. Если имеется полная информация о деформативных свойствах отдельных тавровых или двутавровых балок, то достаточно разделить конструкцию продольными сечениями по середине пролетов плиты (рис. 5.18, б). При желании детальнее исследовать работу элементов плиты продольные разрезы следует располагать у втулов главных балок (рис. 5.18, в), а в стремлении уточнить работу стенок балок на поперечный изгиб и кручение потребуется ввести по два дополнительных разреза в каждой балке (рис. 5.18, г).

Для раскрытия внутренней неопределимости системы и выяснения условий взаимодействия между продольными элементами используют метод сил или метод перемещений. При этом в каждом продольном разрезе обычно учитывают лишь четыре статических или кинематических фактора, пренебрегая деформациями контура и сдвига в срединной поверхности элементов.

В методе сил лишними неизвестными являются силы и моменты в сечениях между продольными элементами (рис. 5.18, д), которые записывают в тригонометрических рядах в виде функций от абсциссы x , направленной вдоль пролета:

$$\left. \begin{aligned} T(x) &= \sum_{n=1}^{n=\infty} \tau_n \cos n \pi x/l; & N(x) &= \sum_{n=1}^{n=\infty} n_n \sin n \pi x/l; \\ Q(x) &= \sum_{n=1}^{n=\infty} q_n \sin n \pi x/l; & M(x) &= \sum_{n=1}^{n=\infty} m_n \sin n \pi x/l, \end{aligned} \right\} \quad (5.49)$$

где n — номер члена ряда (гармоники); τ_n, n_n, q_n, m_n — постоянные коэффициенты (амплитудные значения искомых параметров).

Внешние воздействия q также выражают в тригонометрических рядах. В практических расчетах часто бывает достаточным удержание лишь одного-двух членов ряда. Искомые значения внутренних усилий находят из условий совместности деформаций в смежных элементах: для продольных перемещений U (вдоль оси x), для вертикальных перемещений V (вдоль оси y), для поперечных перемещений W (вдоль оси z) и для поворотов Φ (относительно оси x). Тогда получим уравнения, выражающие суммы перечисленных перемещений от воздействия всех внутренних усилий T, N, Q, M и внешних сил q (для каждого продольного сечения i):

$$\left. \begin{aligned} \sum U(T, N, Q, M, q) &= 0; & \sum V(T, N, Q, M, q) &= 0; \\ \sum W(T, N, Q, M, q) &= 0; & \sum \Phi(T, N, Q, M, q) &= 0. \end{aligned} \right\} \quad (5.50)$$

Решение полученной системы линейных алгебраических уравнений является независимым для каждого члена ряда. Решив систему уравнений (5.50), определяют значения параметров τ_n, n_n, q_n, m_n для всех сечений, а по ним с помощью формул (5.49) — соответствующие усилия $T(x), N(x), Q(x), M(x)$.

Аналогичным образом ведется расчет по методу перемещений (рис. 5.18, е).

Оба метода расчета плитно-балочных конструкций отличаются высокой точностью, но связаны с громоздкими вычислениями. При их реализации весьма сложно учесть переменность сечений по длине пролета и граничные условия в сложных случаях. Указанные недостатки можно устранить только за счет применения ЭВМ и возможностей автоматизации пространственных расчетов. При использовании ЭВМ особенно полезно построение поверхностей влияния усилий, напряжений или перемещений от единичного сосредоточенного груза $P=1$, занимающего произвольное положение на сооружении. На рис. 5.18, ж дана одна из таких поверхностей для напряжений. Некоторые особенности расчета пешеходных мостов изложены в работах [21, 28, 29].

Расчеты поперечных сечений главных балок автодорожных, городских и пешеходных мостов производят по таким же формулам, что и для железнодорожных мостов, но без расчетов на выносливость.

В последние годы наметилась тенденция к применению балок со свободным расположением напрягаемой арматуры, без ее сцепления с бетоном, что обеспечивает ряд важных преимуществ: экономию бетона, уменьшение потерь предварительного напряжения от трения, свободный доступ к арматуре, возможность регулирования усилий и замены поврежденных арматурных элементов. Некоторые сведения об особенностях расчета балок с напрягаемой арматурой, не имеющей сцепления с бетоном, даны в работе [57], а также в СНиП 2.05.03-84, пп. 3.60 и 3.65.

ГЛАВА 6

РАСЧЕТ МОСТОВ СЛОЖНЫХ СИСТЕМ

6.1. РАСЧЕТ БАЛОЧНЫХ МОСТОВ ИЗ РАЗРЕЗНЫХ БАЛОК

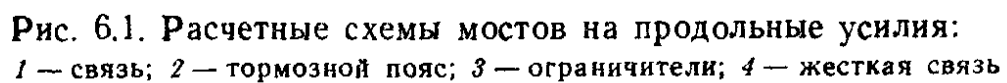
Железнодорожные мосты с тормозными поясами. Любое мостовое сооружение представляет собой сложную систему, включающую верхнее строение пути, пролетные строения, опорные части, опоры и их основания. В практике проектирования используют различные уточняющие подходы к расчету таких систем. На рис. 6.1 приведены некоторые расчетные схемы, наиболее характерные для железнодорожных мостов.

Наиболее естественным является совместный учет продольных жесткостей рельсового пути, подрельсового основания на мосту и подходных насыпях, пролетных строений и опор, если имеются в виду расчеты на силы тяги, торможения и температурные воздействия. Приведем один из простейших расчетов, который на начальном этапе проектирования позволяет выяснить, хотя бы приближенно, характер распределения продольных усилий между элементами системы.

В расчетной схеме рельсовый путь рассматривают в виде непрерывного упругого бруса длиной L , заделанного в насыпи подходов на расстоянии 25 м от каждого из концов моста. Продольная жесткость рельсового пути

$$C_r = k_r E_r A_r,$$

где $k_r = 1,5$ — коэффициент, учитывающий влияние различных элементов верхнего строения пути на работу двух рабочих рельсов площадью A_r .



В местах расположения опор рельсовый путь имеет упругие связи (за счет жесткости опор), сопротивляющиеся продольным смещениям. Однако при относительно большом количестве опор можно ввести в расчеты равномерно распределенное сопротивление упругого основания на всей длине L (рис. 6.1, а).

С учетом принятых допущений продольное усилие в произвольном сечении рельсового пути

$$N(x) = t [-D(x) + \operatorname{sh} m(x-a) - \operatorname{sh} m(x-b)]/m, \quad (6.1)$$

а перемещение на участке $a < x < b$

$$u(x) = t [1 + D(x) - \operatorname{ch} m(x-a)]/k, \quad (6.2)$$

где $D(x) = [\operatorname{ch} m(L-a) - \operatorname{ch} m(L-b)] \operatorname{sh} mx / (\operatorname{sh} mL)$; t — интенсивность горизонтальной продольной нагрузки от торможения или сил тяги подвижного состава; $m = \sqrt{\kappa/C_r}$; $\kappa = \sum_{i=0}^n C_i/L$ — средний коэффициент жесткости опор моста; $\operatorname{sh} m(x-a) = 0$ при $x \leq a$ и $\operatorname{sh} m(x-b) = 0$ при $x \leq b$.

В соответствии со СНиП 2.05.03-84 при проектировании устройств, воспринимающих продольные нагрузки, следует принимать величину t равной 25% веса временной вертикальной подвижной нагрузки при длине загрузения $\lambda = b - a \leq 40$ м, равной 10% — при $\lambda \geq 100$ м и по интерполяции — при промежуточных значениях λ .

Продольная жесткость каждой опоры

$$C_i = 1/\bar{u}_i,$$

где $\bar{u}_i = \bar{u}_0 + \bar{\psi}_0 h + \bar{u}_M$ — податливость опоры i или перемещение ее верха на уровне шарнира опорной части от продольной силы $F_h = 1$, приложенной на том же уровне; $\bar{u}_0$ и $\bar{\psi}_0$ — горизонтальное перемещение и угол поворота (крен) подошвы массивного фундамента или плиты свайного ростверка от силы $F_h = 1$; $h = h_f + h_p$ — полная высота опоры; h_f и h_p — высота фундамента (плиты ростверка) и тела опоры, $\bar{u}_M$ — перемещение верха опоры от силы $F_h = 1$ за счет изгибных деформаций.

Для бетонной опоры с массивным фундаментом на скальном грунте $\bar{u}_0 = \bar{\psi}_0 = 0$, а $\bar{u}_M = (h^3 - h_p^3)/3E_b I_f + h_p^3/3E_b I_p$. Для фундамента на нескальном грунте мелкого заложения $\bar{u}_0 = 0$, а величина $\bar{\psi}_0$ может быть определена по рекомендациям норм проектирования оснований зданий и сооружений.

Для свайных фундаментов значения $\bar{u}_0$ и $\bar{\psi}_0$ следует определять по формулам, используемым при статическом расчете свайных ростверков. Реактивное сопротивление каждой опоры пропорционально продольному смещению соответствующего сечения, т. е. $R_i = C_i u(x_i)$.

Приведенная методика расчета пригодна прежде всего для мостов со сварным бесстыковым путем или со стыками рельсов на высокопрочных болтах.

В более точных методах расчета учитывают упругие свойства рельсов, подрельсового основания на мосту и подходах, опорных частей и опор моста [5]. При опирании пролетного строения на металлические неподвижные и подвижные опорные части удобно рассечь рельсовый путь над каждой опорой и получить основную систему метода сил (рис. 6.1, б), которая имеет матрицу единичных перемещений ленточного типа. Степень статической неопределимости соответствует числу опор моста, а канонические уравнения имеют вид

$$\delta_{i,i-1}X_{i-1} + \delta_{i,i}X_i + \delta_{i,i+1}X_{i+1} + \Delta_{it} = 0, \quad (6.3)$$

но без первого слагаемого в первом уравнении и без третьего — в последнем. Используя обозначения рис. 6.1, б, получим значения единичных и грузовых коэффициентов:

$$\left. \begin{aligned} \delta_{00} &= \delta + \bar{u}_0 + \bar{a}_1; \quad \Delta_{0t} = t_1 l_1 \bar{u}_0 + \bar{d}_1; \quad \delta_{nn} = \delta + \bar{u}_{n-1} + \bar{a}_n; \\ \Delta_{nt} &= -t_n l_n \bar{u}_{n-1} - \bar{d}_n; \\ \delta_{ii} &= \bar{u}_{i-1} + \bar{u}_i + \bar{a}_i + \bar{a}_{i+1}; \quad \delta_{ij} = \delta_{ji} = -\bar{u}_i - \bar{b}_{i+1}; \\ \Delta_{it} &= t_{i+1} l_{i+1} \bar{u}_i - t_i l_i \bar{u}_{i-1} + \bar{d}_{i+1} - \bar{d}_i, \end{aligned} \right\} \quad (6.4)$$

где δ и $\bar{u}_i$ — продольная податливость пути подхода и верха опоры i ; $\bar{a}_i = \alpha_i \operatorname{ch} \alpha_i l_i / U_i \operatorname{sh} \alpha_i l_i$ — смещение концов рельсов относительно i -го пролетного строения основной системы в месте приложения единичной силы $F_h = 1$; $\bar{b}_i = \alpha_i / U_i \operatorname{sh} \alpha_i l_i$ — то же, но у противоположного конца пролета i ; $\bar{d}_i = t_i / U_i$ — смещение рельсов относительно i -го пролетного строения от тормозной нагрузки t_i на 1 м длины на пролете l_i ; $\alpha_i = \sqrt{U_i / F_r A_r}$.

Формулы для смещений $\bar{a}_i$, $\bar{b}_i$, $\bar{d}_i$ получены с использованием известных решений для продольно нагруженного бруса, находящегося в упругой среде. Для определения податливости δ пути на подходах к модулю продольной упругости U_i подрельсового основания на мосту можно воспользоваться данными работы [5].

Для усилий в рельсах обычно самым неблагоприятным является расположение нагрузки на всей длине моста, а для опор — на всей длине, но за исключением пролетов, примыкающих к рассматриваемой опоре (при коэффициентах сочетаний $\eta_v = 0$ и $\eta_t = 1$). Могут оказаться неблагоприятными также иные загрузки (например, при $\eta_v = 0,8$ и $\eta_t = 0,7$). При расчетах по прочности необходим учет коэффициентов надежности γ_{fv} , γ_{ft} , $\gamma_{fg} > 1$ или $\gamma_{fg} < 1$.

Большое влияние на распределение продольных сил между элементами моста оказывают также температурные воздействия. Их учет возможен с использованием формулы (6.3) при замене свободного члена Δ_{it} на $\Delta_{i\theta} = -\alpha l_i \Delta\theta$, где $\alpha = 10^{-5}$ — коэффициент линейного расширения для стали, бетона и железобетона; $\Delta\theta$ — нормативное повышение или понижение температуры конструкции относительно температуры замыкания, принимаемые по СНиП 2.05.03-84 и СНиП 2.01.01-82.

При совместном учете тормозных и температурных воздействий необходимо суммировать полученные внутренние усилия:
для рельсов над опорой i — по формуле

$$N_i = \eta_t X_{it} + \eta_\theta X_{i\theta}, \quad (6.5)$$

а для опоры i — по формуле

$$R_i = \eta_t (t_{i+1} l_{i+1} + X_{it} - X_{i+1,t}) + \eta_\theta (X_{i\theta} - X_{i+1,\theta}). \quad (6.6)$$

При этом следует рассмотреть различные комбинации нагрузок и коэффициентов сочетаний ($\eta_v = \eta_t = 0$ и $\eta_\theta = 1$; $\eta_v = \eta_t = 0,8$ и $\eta_\theta = 0,7$; $\eta_v = \eta_t = 0,7$ и $\eta_\theta = 0,8$). В расчеты по прочности и устойчивости вводят коэффициенты надежности γ_{fg} , γ_{fv} , γ_{ft} , $\gamma_{f\theta}$. Для устоев и большинства промежуточных опор обычно самым невыгодным является торможение в сторону пролета в сочетании с понижением температуры. Кроме рассмотрения различных схем загрузки моста, целесообразно учесть также возможные изменения условий работы всех или части опор: при максимальной (после общего и местного размывов) или минимальной свободной их высоте (с защемлением на уровне сезонного промерзания грунта или ледостава).

Многие факторы трудно поддаются точному учету, поэтому предлагается их учитывать с помощью коэффициентов условий работы, полученных опытным путем [22, 51]. В частности, в связи с кратковременностью прикладываемой тормозной нагрузки, при которой только частично проявляются упругие свойства грунта, рекомендуется при подсчете податливостей основания $\bar{u}_0$ и $\bar{\psi}_0$ вводить понижающие коэффициенты $m_t = 2$. Усилия от температуры проявляются медленно, поэтому при подсчете $\bar{u}_0$ и $\bar{\psi}_0$ принимают коэффициент $m_\theta = 1$.

В СНиП 2.05.03-84 не предусмотрен учет рельсов и других элементов пути в расчетах мостов на продольные нагрузки, что связано прежде всего с неопределенностью используемых в дальнейшей эксплуатации типов рельсов и их стыков, нестабильностью условий содержания пути на мосту и на подходах. Учет элементов пути позволяет существенно уменьшить размеры опор и снизить общую стоимость сооружения. По-видимому, целесообразно рассматривать путь как элемент моста в виде тормозного пояса, усилив рельсы, контруголки и их стыки и обеспечивая стабильность условий эксплуатации. Мосты с продольно связанными пролетными строениями, в том числе со специальными тормозными поясами, наиболее эффективны при их длине до 100 м, когда не требуются уравнильные приборы в железнодорожном пути.

Кроме рельсового пути, в качестве тормозных поясов могут быть использованы сами пролетные строения, если их соединить между собой металлическими накладками на уровне опорных листов балок или шарниров опорных частей. Тогда на жестких промежуточных опорах можно устроить шарнирно-подвижные опирания под каждым концом главных балок (рис. 6.1, в). Если не учитывается работа рельсов, то

расчетное усилие, передающееся на опору с неподвижных опорных частей, можно принять равным полной продольной нагрузке со всех пролетов связанного пролетного строения за вычетом сил трения в подвижных опорных частях при минимальных коэффициентах трения. При этом искомое усилие не должно быть менее величины, приходящейся на опору при распределении полного продольного усилия между опорами пропорционально их жесткостям.

За счет сопротивления перемещениям при изменении температуры в опорах с подвижными опорными частями возникают расчетные силы трения, которые следует подсчитывать при максимальном коэффициенте трения. Для группы опор, воспринимающих продольные усилия одного знака, максимальные и минимальные коэффициенты трения допускается определять по формуле

$$\mu_{\max, z} = 0,5 [(\mu_{\max} + \mu_{\min}) \pm (\mu_{\max} - \mu_{\min}) / \sqrt{z}], \quad (6.7)$$

$$\mu_{\min, z}$$

где $\mu_{\max}$ и $\mu_{\min}$ — коэффициенты трения для устанавливаемого вида опорных частей (соответственно 0,4 и 0,1 — для плоских и тангенциальных; 0,04 и 0,01 — для секторных, катковых и валковых опорных частей; 0,02 и 0 — для качающихся опор); z — число опор в группе.

При расчете опор по прочности и устойчивости силы трения следует определять по расчетным значениям постоянных нагрузок (в общем случае — с учетом смещения вертикальной составляющей нагрузки за счет продольных перемещений подвижных опорных частей). При расчете элементов опорных частей, их креплений и примыкающих к ним частей сооружения силы трения подсчитывают от расчетных постоянных и временных (без учета динамики) нагрузок. Пролетные строения следует рассчитывать по трещиностойкости на нормативные нагрузки, учитывая продольные силы от торможения, а также силы трения [при $\mu_n = (\mu_{\max} + \mu_{\min})/2$].

При гибких опорах, когда максимальные силы трения не преодолеваются вследствие упругих деформаций опоры, целесообразно на всех опорах устанавливать неподвижные опорные части (рис. 6.1, з). В таком случае мост представляет собой рамную статически неопределимую конструкцию. Выберем основную систему метода сил путем замены на каждой промежуточной опоре левой неподвижной опорной части на подвижную. Тогда задача сводится к решению системы $n - 1$ уравнений (6.3), где n — число пролетов моста. При этом единичные коэффициенты

$$\delta_{ii} = \bar{u}_{i-1} + \bar{u}_i + l_i/E_b A_{i,red} + l_i e_i^2/E_b I_{i,red}; \quad \delta_{ij} = \delta_{ji} = -\bar{u}_i, \quad (6.8)$$

где $\bar{u}_i$ — продольная податливость верха опоры i ; l_i — расчетный пролет i ; $A_{i,red}$ и $I_{i,red}$ — условно постоянные по длине приведенные площадь и момент инерции пролетного строения i ; e_i — эксцентриситет приложения лишнего неизвестного X_i , расположенного на уровне шарнира опорной части, по отношению к линии центров тяжести сечения балок в пролете i .

Если принять, что полное закрепление опорных частей в проектном положении происходит после установки на них балок пролетных строений, то грузовые коэффициенты Δ_{ig} — от второй части постоянных нагрузок g_i , Δ_{iv} — от временной вертикальной нагрузки v_i , Δ_{it} — от сил торможения $T_i = t_i l_i$, $\Delta_{i\theta}$ — от изменения температуры $\Delta\theta_i$, Δ_{is} — от усадки $\bar{\epsilon}_{is}$ и Δ_{ic} — от ползучести бетона $\bar{\epsilon}_{ic}$ в приближенных расчетах можно находить по формулам:

$$\left. \begin{aligned} \Delta_{ig} &= -g_i l_i^3 \bar{\epsilon}_i / 12 E_b I_{i,red}; \quad \Delta_{iv} = -v_i l_i^3 \bar{\epsilon}_i / 12 E_b I_{i,red}; \\ \Delta_{it} &= T_{i+1} \bar{u}_i - T_i (\bar{u}_{i-1} + 0,5 l_i / E_b A_{i,red} + 0,5 l_i \bar{\epsilon}_i^2 / E_b I_{i,red}); \\ \Delta_{i\theta} &= -\alpha l_i \Delta\theta_i; \\ \Delta_{is} &= \bar{\epsilon}_{is} l_i - \bar{\alpha}_{is} l_i \bar{\epsilon}_i; \quad \Delta_{ic} = \bar{\epsilon}_{ic} l_i + \bar{\alpha}_{ic} l_i \bar{\epsilon}_i. \end{aligned} \right\} \quad (6.9)$$

Интенсивность нормативных постоянных нагрузок $g_i = g_2 + g_3 + g_4$ включает соответственно вес балласта с частями пути, тротуаров и перил. При подсчете Δ_{iv} нагрузку v_i следует определять в общем случае по принятой полной длине загрузки моста λ (а не рассматриваемого пролета). При определении Δ_{it} тормозная сила T_i перенесена в уровень центров тяжести сечения балок без учета влияния моментов от такого переноса. В формулах предусмотрен учет не только линейных $\bar{\epsilon}_{is}$, $\bar{\epsilon}_{ic}$, но и угловых $\bar{\alpha}_{is}$, $\bar{\alpha}_{ic}$ относительных деформаций бетона (по абсолютному значению) от усадки и ползучести для несимметрично армированных сечений главных балок.

Подсчет деформаций от усадки и ползучести может быть произведен с различной степенью точности. Простейший подход связан с использованием ранее выполненных расчетов преднапряженных главных балок, в которых в соответствии с нормами определяли совместные потери напряжений второй группы $\Delta\sigma_{p2}$ и $\Delta\sigma'_{p2}$ в напрягаемой арматуре A_p и A'_p , а по ним — изменения внутренних усилий ΔN_p и ΔM_p . Тогда

$$\bar{\epsilon}_{is} + \bar{\epsilon}_{ic} = \Delta N_p / E_b A_{i,red} \quad \text{и} \quad \bar{\alpha}_{is} + \bar{\alpha}_{ic} = \Delta M_p / E_b I_{i,red}. \quad (6.10)$$

Некоторые рекомендации по более точному определению конечных (при $t \rightarrow \infty$) значений относительных деформаций железобетонных элементов от усадки и ползучести даны в § 6.4. В случае необходимости по ним могут быть найдены также неполные деформации, например протекающие с момента замыкания конструкции τ_8 (см. § 5.1) до рассматриваемого произвольного времени t , если использовать формулу СНиП 2.05.03-84:

$$\Delta\sigma_p(t) = [1 - \exp(-0,1 \sqrt{t})] \Delta\sigma_p(t \rightarrow \infty), \quad (6.11)$$

где $\Delta\sigma_p(t \rightarrow \infty)$ — конечные (предельные) значения потерь в арматуре от усадки и ползучести бетона; t — время, сут, отсчитываемое со дня окончания бетонирования (τ_1) для усадки и со дня обжатия бетона (τ_8) для ползучести.

В формулах (6.10) следует использовать усредненные значения ΔM_p по длине пролета. При учете переменности армирования или сечения балок по длине пролета можно использовать формулы, выведенные для некоторых частных случаев, например, в работе [19].

При устройстве специальных разрезных тормозных поясов (рис. 6.1, д) жесткие связи между ними и пролетными строениями обычно устраивают над неподвижными опорными частями. Пояса выполняют из прокатных уголков или швеллеров, соединенных накладками на высокопрочных болтах, и снабжают их ограничителями поперечных смещений через каждые 3—4 м.

Общий статический расчет системы на тормозные и температурные воздействия аналогичен расчету по схеме рис. 6.1, б, но при основной системе метода сил с разрезами тормозных поясов над промежуточными опорами рассчитываемой плети продольно связанных пролетных строений.

После определения внутренних усилий необходимы обычные проверки прочности и устойчивости опор по материалу и грунту (для их железобетонных элементов — в необходимых случаях по § 2.7 — еще по выносливости и трещиностойкости), а также по жесткости устоев, ограничивая продольные перемещения верха устоев 3 см (для обеспечения нормального режима работы путевых рельсов без устройства уравнильного прибора).

Тормозные пояса и их соединения проверяют по прочности и устойчивости на продольные усилия от тормозных и температурных воздействий совместно с изгибающими моментами, вызванными вертикальными перемещениями пролетного строения в местах прикрепления ограничителей поперечных перемещений. При расчетах на прочность определяющим, как правило, является действие торможения совместно с понижением температуры, а на устойчивость — с ее повышением. Нормативное значение прогиба простого разрезного пролетного строения в произвольном сечении с координатой x можно найти по формуле

$$f_i(x) = (g_i + v_i) (l_i^3 x - 2l_i x^3 + x^4) / 24 E_b I_{i, red}, \quad (6.12)$$

где g_i — постоянная нагрузка, приложенная после связи тормозного пояса с главными балками; v_i — временная вертикальная нагрузка; l_i — расчетный пролет i ; $I_{i, red}$ — приведенный момент инерции двух главных балок.

Тогда в месте заделки тормозного пояса в устой (сечение 0) и в ближайшем к нему узле с ограничителем перемещений (сечение 1) от вынужденных прогибов f_1 и f_2 в узлах 1 и 2 (с координатами $x = a$ и $x = 2a$) возникнут изгибающие моменты:

$$\left. \begin{aligned} M_0 &= (-5,143f_1 + 0,857f_2) EI_z / a^2; \\ M_1 &= (4,286f_1 - 1,714f_2) EI_z / a^2, \end{aligned} \right\} \quad (6.13)$$

где EI_z — жесткость ветви тормозного пояса относительно горизонтальной оси z ; a — расстояние между ограничителями перемещений. Дальнейший расчет тормозного пояса и его стыков следует выполнять как для стальной конструкции с учетом требований СНиП 2.05.03-84.

Расчет пролетных строений, объединенных неразрезным тормозным поясом (рис. 6.1, *е*), несколько сложнее, но не имеет принципиальных отличий от ранее рассмотренных способов решения. Следует отметить, что в связи с тенденцией уменьшения сечений опор за счет применения железобетона и более полного использования прочности материалов целесообразно проверить общую поперечную устойчивость мостового сооружения. Оценить обеспеченность общей устойчивости моста от осевого сжимающего усилия в тормозном поясе, вызванного увеличением температуры $\Delta\theta$, можно по рекомендациям работы [22].

Автодорожные мосты с температурно-неразрезными пролетиными строениями. За последние годы в мостах с пролетами до 33 м стали применять температурно-неразрезные пролетные строения, в которых объединение балок смежных пролетов производят в уровне проезжей части с помощью соединительной плиты, причем так, чтобы от вертикальных нагрузок балки работали как разрезные, а от продольных горизонтальных сил — как неразрезные [39]. Такие конструкции отличаются рядом существенных достоинств: простотой монтажа разрезных балок (как правило, с недобетонированной на концах плитой проезжей части), облегченной работой опор, малым количеством деформационных швов, сглаженностью углов перелома упругой линии прогибов над опорами, хорошей защитой торцов балок и опорных площадок от загрязнения.

Схемы сооружений и основные положения их статического расчета аналогичны расчету ранее рассмотренных продольно связанных конструкций железнодорожных мостов. Одна из особенностей — широкое применение слоистых резиновых опорных частей, при наличии которых могут полностью отсутствовать продольно неподвижные опирания (рис. 6.2, *а*).

Разрезные пролетные строения с расчетными пролетами l_i объединяются в цепи длиной L . Для обеспечения свободы поворота опорных сечений главных балок соединительную плиту делают относительно гибкой, ее пролет a_0 назначают не менее расстояния c_0 между осями опорных частей (на одной опоре) и отделяют плиту от нижней части конструкции с помощью упругих прокладок толщиной 0,5...1,5 см (рис. 6.2, *б*).

В мостах с жесткими опорами можно пренебречь продольной податливостью опор ($\bar{u}_i = 0$).

При действии равномерно распределенной вертикальной нагрузки q (g_i или v_i) угол поворота опорного сечения простой разрезной балки $\varphi = mql^3/24 EI$, удлинение балки на произвольном уровне $\delta = 2\varphi y$ и вертикальное перемещение опорного сечения соединительной плиты $v = (a_0 - c_0) \varphi/2$, где m — коэффициент условий работы; y — расстояние от центра тяжести приведенного сечения балки до рассматриваемого уровня. При действии двух сосредоточенных сил P (например, от тележки), расположенных в середине пролета на взаим-

ном расстоянии d , в опорном сечении разрезной балки $\varphi = mP (l^2 - d^2)/8EI$.

Используя эти формулы, легко найти все необходимые значения удлинений δ_{gi} , δ_{vi} , δ_{pi} на уровне низа балки или укорочений δ'_{gi} , δ'_{vi} , δ'_{pi} на уровне ее верха. В зависимости от периода работы сооружения для отдельной балки в пролете i следует принимать приведенный момент инерции сечения $I_{i,red,1}$ — без учета (при $m = 1$) или $I_{i,red,2}$ — с учетом всех бетонных слоев одежды ездового полотна, укладываемых после устройства соединительных плит (при $m = 0,7$). При этом слои ниже гидроизоляции следует считать едиными с балкой (с приведением по модулю упругости), а выше — как отдельный изгибаемый элемент. Углы поворота и вертикальные перемещения опорных сечений плиты определяют только от нормативных нагрузок.

При изменении температуры на величину $\Delta\theta$ удлинение полной длины балки l_{ti} найдем по формуле $\delta_{\theta i} = \alpha l_{ti} \Delta\theta$. Если в балочной цепи отсутствуют неподвижные опорные части, то при симметричной схеме моста деформации от воздействий температуры, усадки и ползучести бетона следует отсчитывать от неподвижного сечения, распо-

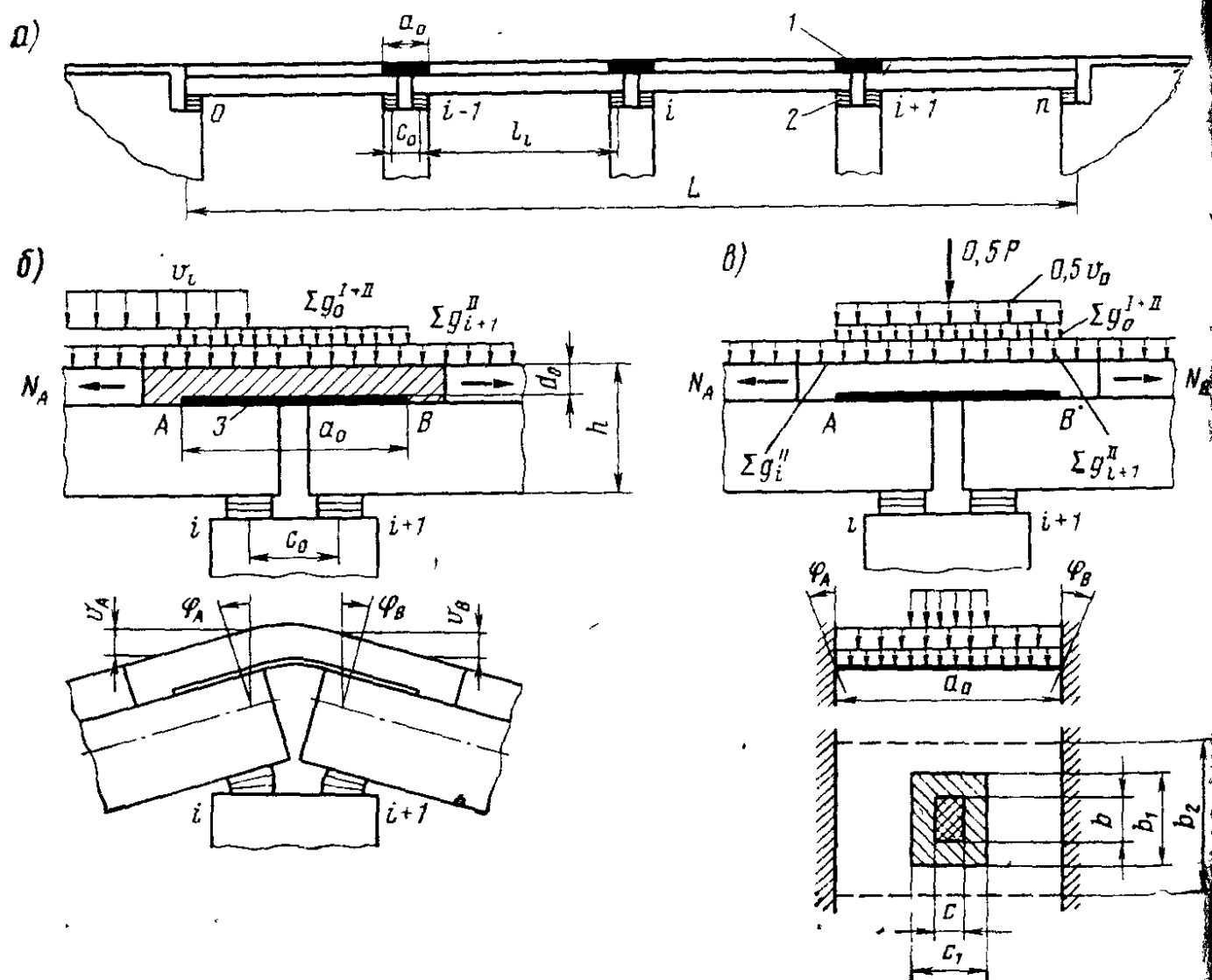


Рис. 6.2. Схемы к расчету соединительных плит мостов с жесткими опорами: 1 — соединительная плита; 2 — опорная часть; 3 — прокладка

ложенного посередине цепи. Тогда продольные перемещения точек главных балок в сечении над опорной частью i на уровне верха или низа главной балки от учитываемого в расчете изменения температуры $\Delta\theta$ можно определить по формуле $\Delta_{\theta i} = \Delta'_{\theta i} = \alpha l_{\theta i} \Delta\theta$, где $l_{\theta i}$ — расстояние от неподвижного сечения цепи до рассматриваемой опорной части i .

Конечные (предельные) значения продольных перемещений торцов отдельных разрезных главных балок от усадки и ползучести бетона на уровне их верха ($\delta'_{si}, \delta'_{ci}$) или низа (δ_{si}, δ_{ci}) могут быть подсчитаны по методике, изложенной в СНиП 2.05.03-84. Однако при использовании типовых разрезных пролетных строений можно воспользоваться значениями этих величин, приведенными в Методических рекомендациях [39]. Тогда интересующие нас максимально возможные продольные перемещения точек цепи с одинаковыми пролетными строениями в сечении над опорной частью i из-за усадки и ползучести бетона будут на уровнях верха или низа балок соответственно:

$$\Delta'_{si} + \Delta'_{ci} = m_i (\delta'_{si} + \delta'_{ci}); \quad \Delta_{si} + \Delta_{ci} = m_i (\delta_{si} + \delta_{ci}) - n_i (\delta_{ci} - \delta'_{ci}), \quad (6.14)$$

где m_i и n_i — число пролетов в цепи (может быть нецелым) и число швов между торцами пролетных строений на участке от неподвижного сечения до опорной части i .

По ранее приведенным формулам могут быть подсчитаны значения перемещений на всех стадиях работы системы, если известен район строительства и хотя бы примерный график выполнения работ, по которому можно было бы наметить (см. § 5.1) время τ_1 — конца бетонирования каждой балки, τ_6 — обрезки преднапряженной арматуры и обжатия бетона балки, τ_7 — установки балок в пролет, τ_8 — бетонирования соединительных плит и замыкания разрезных балок в цепь пролетных строений, τ_9 — укладки второй части постоянных нагрузок и начала эксплуатации моста. Учитывая интервалы времени $\tau_7 - \tau_1$ и $\tau_7 - \tau_6$ и используя формулу (6.11), можно выяснить напряженно-деформированное состояние простой разрезной балки от ее собственного веса и часть перемещений от усадки и ползучести бетона из конечных их значений δ_{si} и δ_{ci} (при температуре окружающего воздуха θ_0).

Если балки пролетного строения строятся при монтаже близко к опорным сечениям, то при их установке на резиновые опорные части деформации сдвига в них практически отсутствуют. В интервале времени $\tau_8 - \tau_7$ и температур $\theta_8 - \theta_7$ происходят деформации балок и сдвиги опорных частей на величину

$$\Delta'_{\theta i} = \pm 0,5 \delta'_{\theta i}, \quad \Delta'_{si} = \pm 0,5 \delta'_{si}, \quad \Delta'_{ci} = \pm 0,5 \delta'_{ci},$$

где $\delta'_{...i}$ — полное перемещение отдельной балки на уровне ее низа, верхний знак соответствует левому, а нижний — правому концу пролетного строения (ось x направлена направо).

При этом в расчетах на вертикальные нагрузки следует учитывать жесткость балки $E_b I_{i, red1}$.

В процессе эксплуатации замкнутой системы конструкция может оказаться в условиях действия максимальной ($\theta_{\max}$) или минимальной ($\theta_{\min}$) средней по сечению температуры элементов в начале или конце проявления оставшихся потерь от усадки и ползучести бетона. Тогда перемещения опорной части i (для левой половины цепи) следует определять: для $\Delta_{\theta i}^{II}$ по $\Delta\theta = -(\theta_{\max} - \theta_8)$ или $\Delta\theta = -(\theta_{\min} - \theta_8)$ (при учете знака температуры), а $\Delta_{si}^{II} + \Delta_{ci}^{II}$ — по интервалу времени $\Delta\tau = 0$ или $\Delta\tau = \tau_{\infty} - \tau_8$. Полное значение перемещения опорной части $\Delta_{\dots i} = \Delta_{\dots i}^I + \Delta_{\dots i}^{II}$. В расчетах вторая часть постоянной нагрузки обычно передается на балки с $E_b I_{i, \text{red}1}$, а временная вертикальная нагрузка — с $E_b I_{i, \text{red}2}$.

В соответствии со СНиП 2.05.03-84 и СНиП 2.01.01-82 нормативная температура $\theta_{\max}$ принимается равной температуре наружного воздуха наиболее жарких суток при учете массивности конструкции (путем введения в расчеты величины $\Delta\theta_1 = -0,2a \geq -10^\circ\text{C}$, где a — толщина элемента или его части, см) и влияния солнечной радиации на поверхностный слой толщиной 15 см, включая одежду ездового полотна (в виде дополнительного нагрева $\Delta\theta_2 = 10^\circ\text{C}$). Нормативная температура $\theta_{\min}$ принимается равной средней температуре наружного воздуха наиболее холодной пятидневки в районе строительства (по СНиП 2.01.01-82 с обеспеченностью 0,92).

При расчете элементов пролетных строений и опор нормативная горизонтальная продольная нагрузка от торможения автотранспортных средств АК принимается равной $T = 0,5v l_t$ при $v = 0,98K$, кН/м и $7,8K \leq T \leq 24,5K$, кН (с одной полосы движения). При наличии двух или более полос движения одного направления к одной из них вводят коэффициент $s_1 = 1$, а к остальным $s_2 = 0,6$.

Рассмотрим основные расчетные схемы элементов моста. Соединительная плита — это однопролетная балка с жестко защемленными концами пролетом a_0 , шириной $b_0 = 1$ м и толщиной d_0 . При расчете по первой схеме (рис. 6.2, б) временная вертикальная нагрузка АК (или НК-80) располагается на одном (левом) пролете. Тогда нормативные значения внутренних усилий в левом опорном сечении плиты можно найти по формулам:

$$\left. \begin{aligned} M_{A1} &= k E_0 I_0 \{ -4\varphi_A + 2\varphi_B + 6(v_A - v_B)/a_0 \} / a_0; \\ Q_{A1} &= k E_0 I_0 \{ 6(\varphi_A - \varphi_B) - 12(v_A - v_B)/a_0 \} / a_0^2, \end{aligned} \right\} \quad (6.15)$$

где k — коэффициент условий работы по жесткости (можно принять $k = 0,8$ для балок из обычного железобетона и $k = 0,85$ для преднапряженных балок); $E_0 I_0$ — приведенная изгибная жесткость соединительной плиты с учетом бетонных слоев одежды ездового полотна (при $b_0 = 1$ м); $\varphi_A = \varphi_{gi} + \varphi_{vi} + \varphi_{pi}$ и $\varphi_B = \varphi_{g, i+1}$ — углы поворотов опорных сечений A и B от второй части постоянных нагрузок Σg_i^{II} или Σg_{i+1}^{II} от полосовой нагрузки v_i и тележки с осевым давлением P_i (при нагрузке АК в формулы следует подставлять абсолютные значения $\varphi \dots$ и $v \dots$).

От всех нормативных постоянных нагрузок самой плиты

$$M_{A2} = \Sigma - g_0^{I+II} a_0^2 / 12 \text{ и } Q_{A2} = \Sigma g_0^{I+II} a_0 / 2.$$

В соединительной плите необходимо также определить продольные усилия от сопротивления опорных частей перемещениями из-за изменения температуры N_θ и от тормозных нагрузок N_t .

При наличии резиновых опорных частей допустим совместный учет нагрузок N_θ и N_t , отдельно или с учетом постоянных и временных вертикальных нагрузок, конечно, с соответствующими коэффициентами сочетаний нагрузок η , установленными СНиП 2.05.03-84.

В общем случае для расчетов по предельным состояниям первой группы (по прочности) необходим учет коэффициентов γ_f и $1 + \mu$.

Для расчетов по прочности продольное усилие в соединительной плите (шириной $b_0 = 1$ м)

$$N_\theta = \gamma_{f\theta} \sum_{i=1}^{i=n} \Delta_{\theta i} A_i G_i / B a_i, \quad (6.16)$$

где $\gamma_{f\theta} = 1,2$ — коэффициент надежности по температурным климатическим воздействиям; n — количество резиновых опорных частей, расположенных в одной цепи балок с рассматриваемой соединительной плитой на участке от этой плиты до ближайшего подвижного конца цепи; $\Delta_{\theta i} = \Delta_{\theta i}^I + \Delta_{\theta i}^{II}$ — суммарное значение перемещений опорной части i от температурных деформаций, м; A_i — площадь резиновой опориой части, м²; G_i — модуль сдвига резины, кПа; B — ширина соединительной плиты, воспринимающая реактивные усилия с n опорных частей, обычно равная расстоянию между осями главных балок, м; a_i — суммарная толщина слоев резины в опориой части i , м.

В расчетах по прочности следует принимать значение модуля $G = G_{\max}$ или $G = G_{\min}$. В проверках трещиностойкости железобетонных элементов $\gamma_{f\theta} = 1$ и $G = G_n = (G_{\max} + G_{\min}) / 2$ (численные значения $G_{\max}$ и $G_{\min}$ даны в СНиП 2.05-03-84). Расчетное значение продольного усилия в плите (шириной $b_0 = 1$ м)

$$N_t = \gamma_{ft} k T / B, \quad (6.17)$$

где $\gamma_{ft} = 1,2$ — коэффициент надежности по горизонтальным воздействиям; k — коэффициент поперечной установки для рассматриваемой цепи балок от нагрузок АК одного направления движения; T — нормативное значение тормозной силы от нагрузки АК с одной полосы, расположенной на длине l_t между соединительной плитой и подвижным концом цепи.

При расчете по второй схеме (рис. 6.2, в) нагрузка АК (или НК-80) располагается над соединительной плитой, а тормозная нагрузка не учитывается. В связи с относительно малым пролетом a_0 в расчете жестко защемленной плиты, например, на нагрузку АК рассматриваются воздействия нагрузок: полосовой $0,5P$ и от одного колеса тележки $0,5P$. Тогда в опорном сечении плиты (шириной $b_0 = 1$ м) внутренние усилия для расчетов по прочности будут:

$$\left. \begin{aligned} M_{AK} &= -(1 + \mu) [\gamma_{fv} v a_0^2 + \gamma_{fp} P a_0 (3 - c_1^2 / a_0^2) / 2] / 24 b_2; \\ Q_{AK} &= (1 + \mu) [\gamma_{fv} v a_0 + \gamma_{fp} P] / 4 b_2, \end{aligned} \right\} \quad (6.18)$$

где $1 + \mu = 1 + (45 - a_0)/135$; $\gamma_{fv} 1,2$; $\gamma_{fP} = 1,5$; v и P — интенсивность поперечной нагрузки АК и осевая нагрузка тележки; $c_1 = c + 2H$ и $b_2 = a_0 - c + b$ — расчетные значения длин распределения нагрузки вдоль и поперек пролета плиты; c и b — фактические размеры площадки соприкосновения колеса с покрытием проезжей части толщиной H (см. СНиП 2.05.03-84).

Зная все значения внутренних усилий в опорном сечении A , не трудно подсчитать их и для сечения в середине пролета. Из двух рассмотренных схем выбирают самую неблагоприятную и делают полный расчет сечений соединительной плиты на внецентренное растяжение (см. гл. 2 и 3).

Иногда может оказаться полезной проверка главных балок по трещиностойкости с учетом упомянутых растягивающих сил. Продольное усилие, передающееся на любую опору моста, может быть найдено непосредственно по реактивным продольным силам в резиновых опорных частях, установленных над опорой, при учете суммарных перемещений от температуры $\Delta_{\theta i} = \Delta'_{\theta i} + \Delta''_{\theta i}$, усадки $\Delta_{si} = \Delta'_{si} + \Delta''_{si}$ и ползучести $\Delta_{ci} = \Delta'_{ci} + \Delta''_{ci}$. Полную тормозную силу на мосту можно распределить между опорами моста пропорционально жесткости резиновых опорных частей над рассматриваемой опорой. При проверке принятых типов опорных частей и деформационных швов по обеспечению ими продольных перемещений полезно учесть также деформации пролетных строений Δ_{gi} , Δ_{vi} и Δ'_{gi} , Δ'_{vi} .

В мостах с гибкими опорами, когда нельзя пренебречь продольной податливостью опор ($\bar{u}_i \neq 0$), необходимо использовать один из методов строительной механики. Основную систему метода сил можно принять по одному из вариантов. Систему, используемую в Методических рекомендациях [39], получают путем устранения горизонтальных связей в опорных частях над промежуточными опорами моста сохраняя единой цепь пролетных строений (рис. 6.3, а). В таком случае матрица единичных коэффициентов оказывается полной, причем каждый член матрицы содержит слагаемое от податливости двух совместно работающих опорных частей на устоях.

Возможно также использовать основную систему путем устранения связей во всех соединительных плитах и в левых опорных частях каждого пролетного строения (рис. 6.3, б). При такой системе матрица податливости становится ленточной, появляется возможность учета продольной осевой и изгибной податливости пролетных строений, что необходимо при наличии неподвижной опорной части в цепи главных балок. Формулы для единичных и грузовых коэффициентов могут быть составлены по аналогии с ранее рассмотренной схемой по рис. 6.1, г.

В инженерной практике применяют также несколько необычную, но более универсальную и удобную в расчетах основную систему с разрезами по середине каждого пролетного строения (рис. 6.3, в).

Разрезные пролетные строения с последующим превращением в неразрезные. Наиболее характерными являются две схемы монтажа

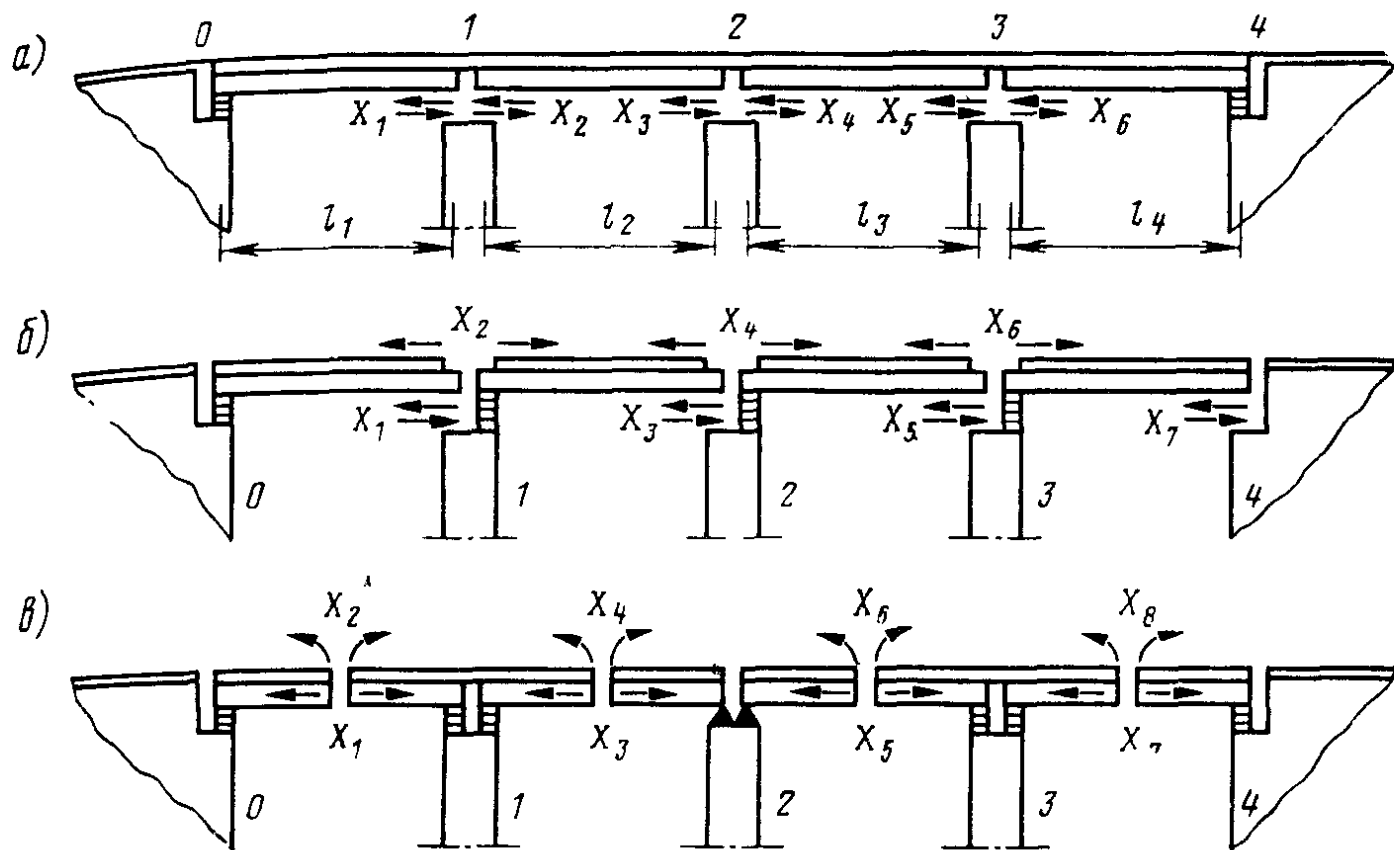


Рис 6.3 Основные системы метода сил для мостов с гибкими опорами

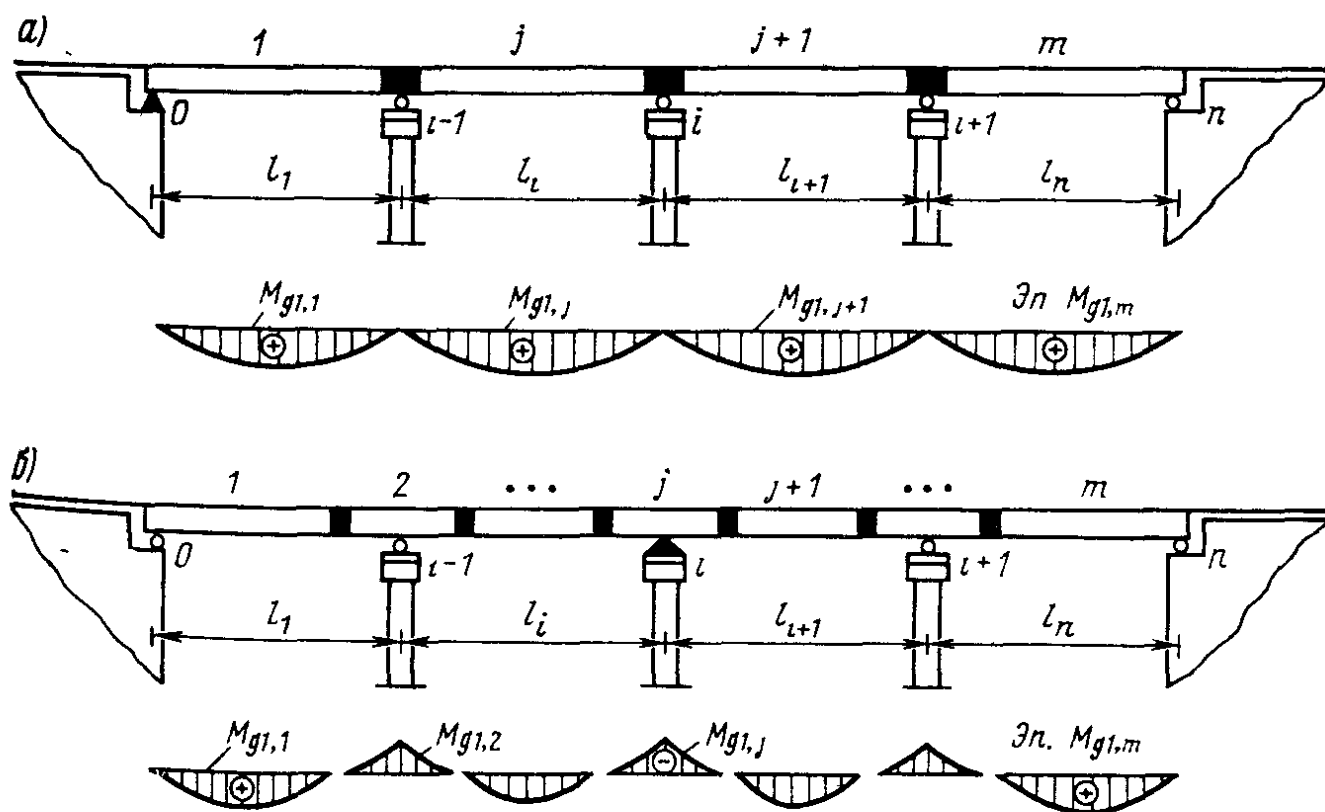


Рис. 6.4. Варианты монтажных схем неразрезных пролетных строений

со стыками над опорами, т. е. в зонах с наибольшими отрицательными моментами (рис. 6.4, а), или в пролете, преимущественно в зонах с нулевыми моментами от постоянных нагрузок (рис. 6.4, б).

Обследования мостов из стандартных балок со стыками из обычного железобетона, проведенные ВНИИ транспортного строительства, показали, что для обеспечения их высокой эксплуатационной надежности и долговечности необходим комплексный учет многих факторов. Прежде всего необходимо учитывать принятую схему и последовательность монтажа сборных балок при построении эпюр изгибающих моментов от их собственного веса g_1 (рис. 6.4, а, б). Эпюры моментов от второй части постоянных нагрузок Σg_i^{II} следует строить уже для объединенных, неразрезных балок.

В процессе дальнейшей эксплуатации моста в зоне необжатого стыка и в покрытии ездового полотна над ним, как правило, возникают поперечные трещины. В таком случае изгибающие моменты от нагрузок g_i^{II} , а в дальнейшем и от нагрузок v_i следует подсчитывать с учетом переменной изгибной жесткости балки: $E_b I_{i, red2}$ — для преднапряженной балки на длине $l_* = l - 0,5a_0$ при полном сечении бетона балки и покрытия; $E_0 I_{0, red}$ — для стыка из обычного железобетона на длине $0,5a_0$ без растянутого бетона в стыке и в покрытии (a_0 — полная длина стыка).

В практических расчетах можно принять

$$M_0 = m_0 M_0^*,$$

где M_0 и M_0^* — опорные изгибающие моменты, подсчитанные соответственно с учетом или без учета переменности сечения балки.

Если взять за основу двухпролетную неразрезную балку с равными пролетами, загруженную равномерно распределенной нагрузкой на всей ее длине, то коэффициент условий работы

$$m_0 = 4 - 3(n - n\lambda^4 + \lambda^4)/(n - n\lambda^3 + \lambda^3),$$

где $n = E_b I_{i, red2} / E_0 I_{0, red}$; $\lambda = l_*/l$. Несмотря на малое значение a_0 , учет переменности сечения балки может привести к уменьшению опорных моментов на 10 ... 20 % (при соответствующем увеличении моментов в середине пролетов).

Важным является учет перераспределения начальных значений изгибающих моментов, которое вызывается усадкой и ползучестью бетона.

Известно, что если неразрезная балка армирована симметрично или если влияние арматуры на изгибную жесткость балки не превышает примерно 15%, то деформации ползучести от внешних постоянно действующих нагрузок, например Σg_i^{II} , не вызывают изменений лишь тех неизвестных. Изменения возникают от собственного веса балок $g_{1,j}$ и усилий предварительного напряжения арматуры $\Sigma p_{i,j}$, действующих до изменения статической схемы сооружения в каждой балке j (до омоноличивания стыков между ними). Тогда, например, при одновременном омоноличивании всех стыков балки дополнительно

лишнее неизвестное в сечении над опорой i от ползучести бетона в рассматриваемый момент времени t можно определить по формуле

$$\Delta X_{it} = \sum_{j=1}^{j=n} X_{i,j} [1 - \exp(-\varphi_{t,j} + \varphi_{\tau,j})], \quad (6.19)$$

где $X_{i,j}$ — упругое лишнее неизвестное метода сил в неразрезной балке от нагрузок $g_{1,j}$ и $\Sigma p_{1,j}$, действующих в пролете j ; $\varphi_{t,j}$ и $\varphi_{\tau,j}$ — характеристики линейной ползучести бетона разрезной балки i , проявившейся за время со дня обжатия бетона до рассматриваемого момента времени t или до момента времени $\tau < t$ замыкания системы, которые следует подсчитывать по требованиям СНиП 2.05.03-84.

Для упрощения рассуждений рассмотрим случай обжатия каждой балки j усилием $N_{p1,j}$, приложенным по ее торцам и вызывающим одинаковые значения отрицательных изгибающих моментов, по длине (рис. 6.5, а). За счет выгиба балки возникнут моменты от собственного веса балок $g_{1,j}$ (рис. 6.5, б). После замыкания торцов, на-

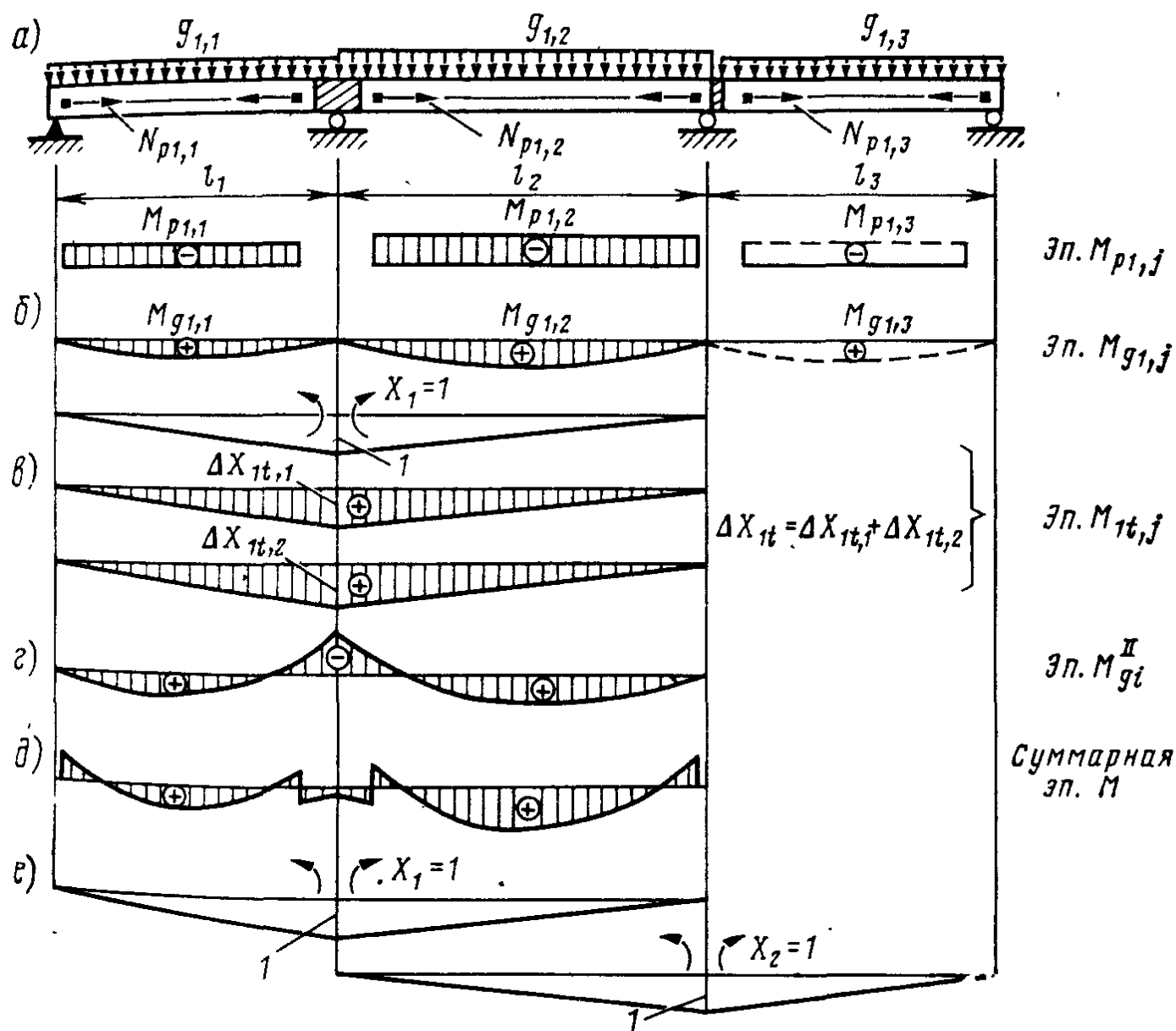


Рис. 6.5. Построение суммарной эпюры изгибающих моментов с учетом ползучести

пример, двух балок эпюра изгибающих моментов от дополнительного лишнего неизвестного ΔX_{1t} будет иметь положительные значения (рис. 6.5, в). Вторая часть постоянных нагрузок $\Sigma g_i''$ действует уже на замкнутую систему, поэтому эпюра моментов от нее может быть подсчитана для неразрезной балки без перераспределения усилий от ползучести бетона (рис. 6.5, г). Общий вид суммарной эпюры изгибающих моментов дан на рис. 6.5, д. Далее необходимо найти новые упругие лишние неизвестные $X_{i,j}$ в трехпролетной неразрезной балке, предварительно сопрягая по правилу Верещагина ранее построенные эпюры моментов от $g_{1,j}$, $\Sigma P_{i,j}$ и $\Delta X_{1t,j}$ с единичными эпюрами моментов (рис. 6.5, е). Просуммировав их значения по всем балкам j для первого и второго изменений системы, получим полные значения лишних неизвестных ΔX_{1t} и ΔX_{2t} от ползучести бетона.

При проектировании стыков балок, особенно при их расположении над опорами моста, кроме ранее подсчитанных опорных изгибающих моментов, необходимо учитывать также силы трения в подвижных опорных частях от действия температуры, которые вызывают в стыке дополнительную растягивающую (или сжимающую) силу N_θ и положительный (или отрицательный) изгибающий момент $M_\theta = N_\theta e_i$, где e_i — расстояние между шарниром стальной или верхом резиновой опорной части и центром тяжести опорного сечения.

Если стык расположен над неподвижной опорной частью, то необходимо находить продольную силу N_t и изгибающий момент $M_t = N_t e_i$ в стыке от тормозных сил (см. § 6.1). При резиновых опорных частях следует определять реактивные продольные силы в них от совместного действия температуры (N_θ) и сил торможения (N_t), используя формулы (6.16) и (6.17), но при $B = 1$.

При опирании балок пролетных строений на поперечные ригели с малой жесткостью, особенно из обычного железобетона, или при большой высоте гибких железобетонных опор, особенно при слабых грунтах, может возникнуть существенное перераспределение внутренних усилий от осадок мест опирания неразрезных балок. При детальном проектировании элементов стыка необходимы также расчет мест опирания балок на местные напряжения (см. гл. 3) и учет реактивных усилий в стыкуемых арматурных стержнях от сварки.

Конечно, во всех расчетах должно быть рассмотрено несколько возможных сочетаний нагрузок (с учетом коэффициентов η) и выбрано из них самое неблагоприятное для рассчитываемого элемента моста. Напомним, что коэффициенты надежности по нагрузкам от усадки и ползучести бетона $\gamma_{f,s} = \gamma_{f,c} = 1,1$ или $0,6$, а от осадки грунта $\gamma_{f,\Delta} = 1,5$ или $0,5$. Расчетные усилия в статически неопределимых конструкциях с учетом искусственного регулирования, трещинообразования и предварительного напряжения определяют с $\gamma_f = 1,1$ или $0,9$.

Для неразрезных балок с произвольным армированием и размещением стыков по их длине предложено несколько различных методов расчета с учетом усадки и ползучести бетона, а также трещинообразования в зоне стыков [23, 26, 36].

6.2. ОСОБЕННОСТИ РАСЧЕТА БАЛОЧНО-КОНСОЛЬНЫХ И БАЛОЧНО-НЕРАЗРЕЗНЫХ МОСТОВ

Построение линий влияния усилий для балок с постоянной высотой. В железнодорожных мостах балочно-консольные пролетные строения применяют крайне редко. В автодорожных и городских мостах наибольшее применение имеют трехпролетные схемы мостов (рис. 6.6, а).

Сочетания анкерных l_a и сборных l_c пролетов, включающих подвесные балки пролетом l_s и консоли длиной a , могут быть весьма разнообразными. Расстановка подвижных и неподвижных опорных частей должна обеспечивать возможность продольных перемещений свободному концу каждой балки. В таком случае первые три схемы пролетных строений (см. рис. 6.6, а) становятся статически определимыми и могут быть решены общеизвестными приемами строительной механики.

В качестве примера на рис. 6.7 показано построение линий влияния изгибающего момента M_x и поперечной силы Q_x в сечении, расположенном на расстоянии x от опоры I .

Последняя схема консольного моста по рис. 6.6, а один раз статически неопределима. При расчете методом сил в качестве парного лишнего неизвестного удобно принять вертикальные реакции в месте сопряжения консолей, тогда л. в. $X_1 = -\text{л.в. } \Delta_{1p}/\delta_{11}$. Используя известное равенство $\Delta_{1p} = \Delta_{p1}$, будем строить л. в. X_1 как линию прогибов балок в основной системе от сил $X_1 = 1$ (с умножением всех величин на постоянный множитель $-1/\delta_{11}$). Тогда

$$\left. \begin{aligned} \Delta_{p1} &= a(l_a^2 x - x^3)/6E_b I_{red} l_a - \text{для пролета } l_a; \\ \Delta_{p1} &= -(2l_a a x + 3a x^2 - x^3)/6E_b I_{red} - \text{для консоли } a. \end{aligned} \right\} \quad (6.20)$$

На правой половине основной системы л. в. Δ_{1p} аналогична левой, но все знаки Δ_{1p} должны быть заменены на обратные. В данном случае принята изгибная жесткость балки постоянной по ее длине.

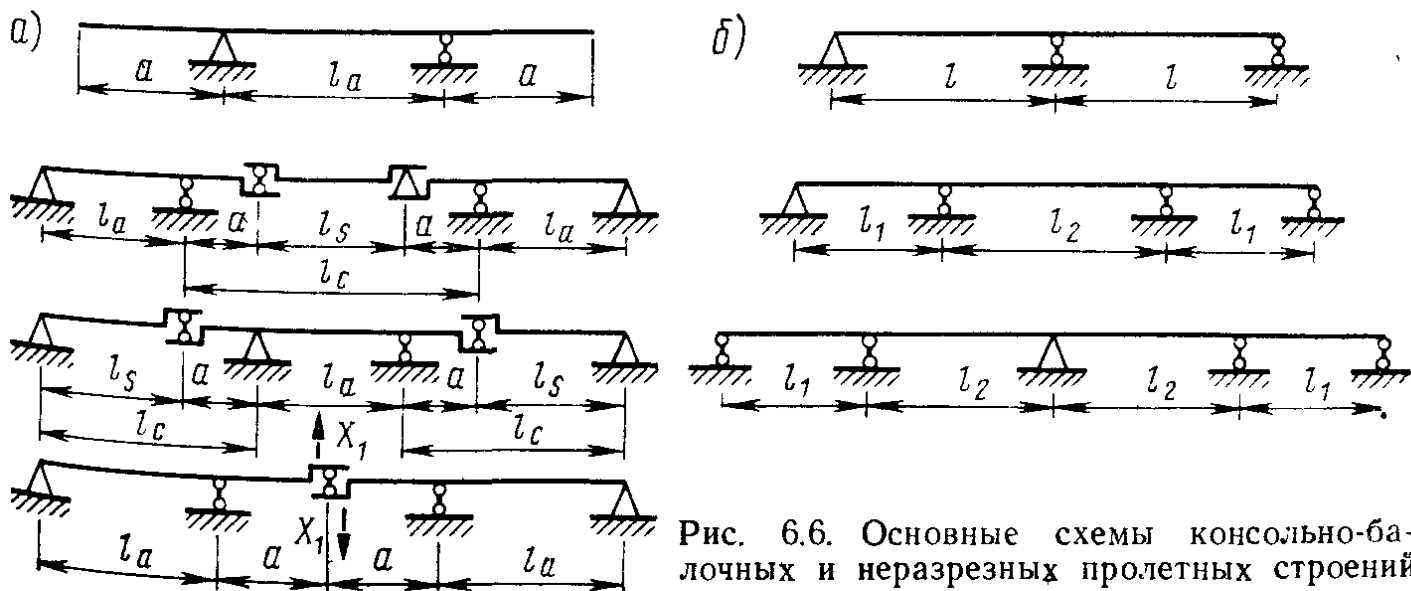


Рис. 6.6. Основные схемы консольно-балочных и неразрезных пролетных строений

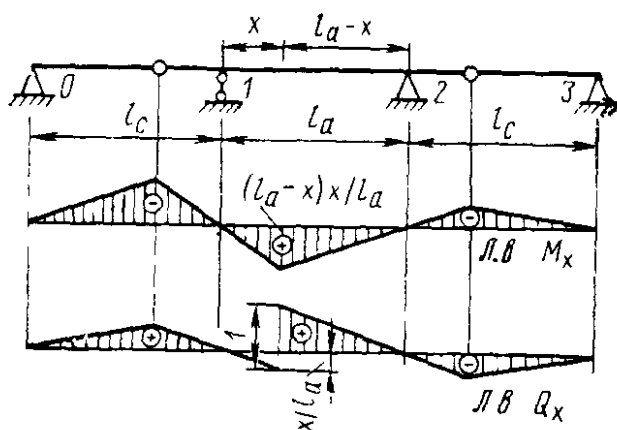


Рис. 6.7. Построение линий влияния усилий в сечениях консольно-балочного моста

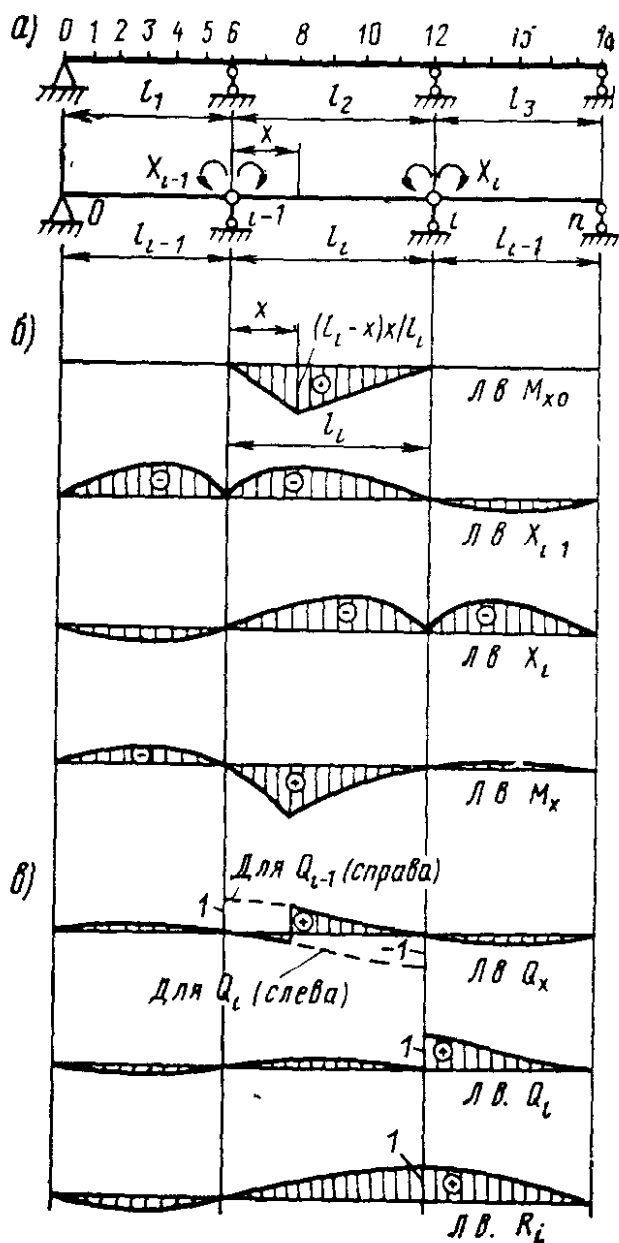


Рис. 6.8. Построение линий влияния усилий в сечениях неразрезной балки

В отечественном мостостроении неразрезные мосты под железную дорогу применяют редко. На автомобильных и городских дорогах неразрезные пролетные строения постоянной высоты имеют обычно от двух до пяти пролетов (рис. 6.6, б).

При расчете неразрезных балок в качестве лишних неизвестных метода сил удобно принимать опорные изгибающие моменты X_i (рис. 6.8, а). В таком случае количество неизвестных равно количеству промежуточных опор.

В первоначальных расчетах допускаются некоторые упрощения. В расчетах на кратковременное действие нагрузок используют предварительно заданные размеры сечений и предположение об упругой работе материала конструкции, причем вводят в расчет все бетонное сечение элемента без учета трещин и арматуры.

В общем случае задача сводится к системе уравнений метода сил $[A]\{X\} - \{\Delta_p\} = 0$, решением которой является матричное уравнение $\{X\} = -[A]^{-1}\{\Delta_p\}$, где $[A]^{-1}$ — обратная матрица по отношению к матрице $[A]$ единичных коэффициентов метода сил (матрице податливости); $\{X\}$ и $\{\Delta_p\}$ — векторы искомых лишних неизвестных и грузовых коэффициентов в основной системе (при построении линий влияния X_i каждому положению силы $P=1$ соответствует свой вектор $\{\Delta_p\}$).

При расчете балок постоянной высоты воспользуемся данными работ [20, 36], по которым можно построить линии влияния опорных изгибающих моментов $M_i = X_i$ и поперечных сил Q_i справа от опоры i . Ординаты л. в. M_x для

произвольного сечения, расположенного на расстоянии x от левой поры в пролете i , могут быть подсчитаны по формуле

$$\text{л. в. } M_x = \text{л. в. } M_{x_0} + [(l_i - x) \text{ л. в. } X_{i-1} + x \text{ л. в. } X_i] / l_i, \quad (6.21)$$

где M_{x_0} — изгибающий момент в рассматриваемом сечении основной системы (рис. 6.8, б).

Для получения л. в. Q_x в произвольном сечении пролета l_i с координатой x следует использовать л. в. Q_{i-1} (справа от опоры $i - 1$), из ординат которой вычесть единицу на всем участке от левой опоры $i - 1$ до рассматриваемого сечения (рис. 6.8, в). Линию влияния опорной реакции R_i можно получить путем вычитания ординат л. в. Q_{i-1} при $x = l_{i-1}$ (слева от опоры i) из соответствующих ординат л. в. Q_i при $x = 0$ (справа от опоры i). В литературе [36] можно найти табличные значения для линий влияния M_x , Q_x и R_i .

Построение линий влияния для балок с переменной высотой. На участках балок с постоянной высотой все расчеты по первой и второй группам предельных состояний производят по подсчитанным расчетным или нормативным значениям изгибающих моментов M_x и поперечных сил Q_x (см. рис. 6.7). Наряду с этим участки балок с наклонными нижними (или верхними) гранями следует рассчитывать по прочности на действие поперечных сил (см. гл. 2), по ограничению касательных напряжений и трещиностойкости наклонных сечений (см. гл. 3) с учетом переменной сечения. При этом для возможности определения максимальных и минимальных значений касательных τ_b и главных σ_{mt} , σ_{mc} напряжений необходимо предварительно построить линии влияния условных поперечных сил: л. в. $Q_x^* = \text{л. в. } M_0 / r$ (см. § 3.4).

В качестве примера рассмотрим построение л. в. Q_m^* и л. в. Q_n^* для сечения $m-m$, расположенного левее опоры I на расстоянии b_1 , и для сечения $n-n$ правее опоры I на величину b_2 (рис. 6.9). Тогда при расположении подвижного груза $P = 1$ немного левее сечения $m-m$ получим $M_0 = -1r_1$ и $Q_m^* = -1$, а немного правее его $Q_m^* = 0$. При расположении груза $P = 1$ над концом левой консоли $Q_m^* = -c_1/r_1$. Соединив полученные ординаты прямыми, получим л. в. Q_m^* для сечения $m-m$.

Даже при постоянной высоте неразрезной главной балки, например, в пролете i изгибная ее жесткость B_i (или $\bar{B}_i$) оказывается переменной за счет изменения армирования по длине пролета, разной прочности бетона сборных блоков, наличия монтажных стыков и т. д. (рис. 6.10, а, б, в). При использовании метода сил приходится определять единичные и грузовые коэффициенты в основной системе (для разрезной балки) по формулам Мора, обычно пренебрегая влиянием деформаций сдвига:

$$\delta_{ij} = \sum \int \bar{M}_i \bar{M}_j dx / B_i \text{ и } \Delta_{ip} = \sum \int \bar{M}_i \bar{M}_p dx / B_i,$$

где B_i или $\bar{B}_i$ — жесткости сечения при кратковременном действии нагрузок для балки из преднапряженного (без трещин) или обычного железобетона (с учетом трещин), принимаемые по рекомендациям § 3.6.

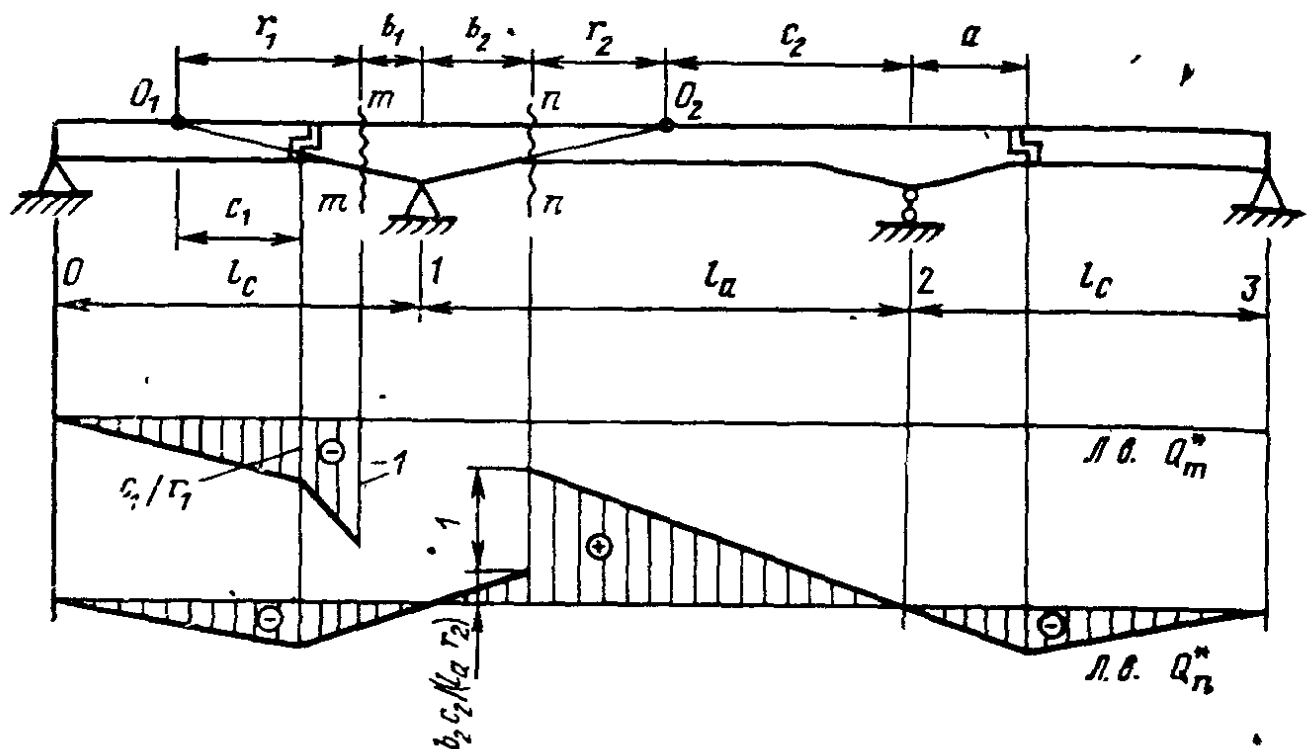


Рис. 6.9. Построение линий влияния Q_x^* в консольно-балочном пролетном строении

В практических расчетах для разрезных балок основной системы в пролете l_i (рис. 6.10, $г-з$) можно использовать приближенные значения коэффициентов $\delta_{ij}^{(i)}$ и $\Delta_{ip}^{(i)}$ [38].

Для построения линий влияния условных поперечных сил Q_x^* должны быть известны линии влияния всех опорных реакций R_i или опорных изгибающих моментов $M_i = X_i$ (со стороны полюса цилиндрического сечения). В частности, для сечения $m-m$ (рис. 6.11) л. в.

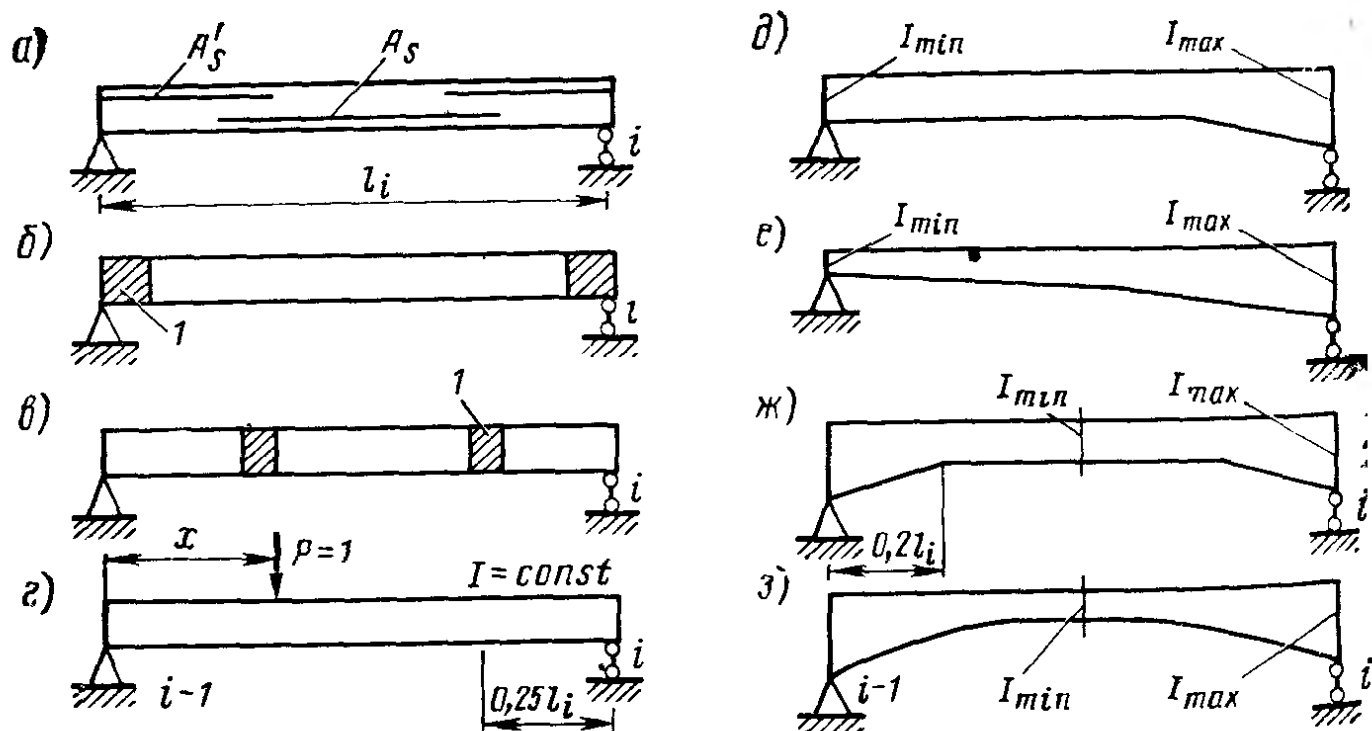


Рис. 6.10. Схемы участков неразрезных балок с переменной высотой:

I — стык

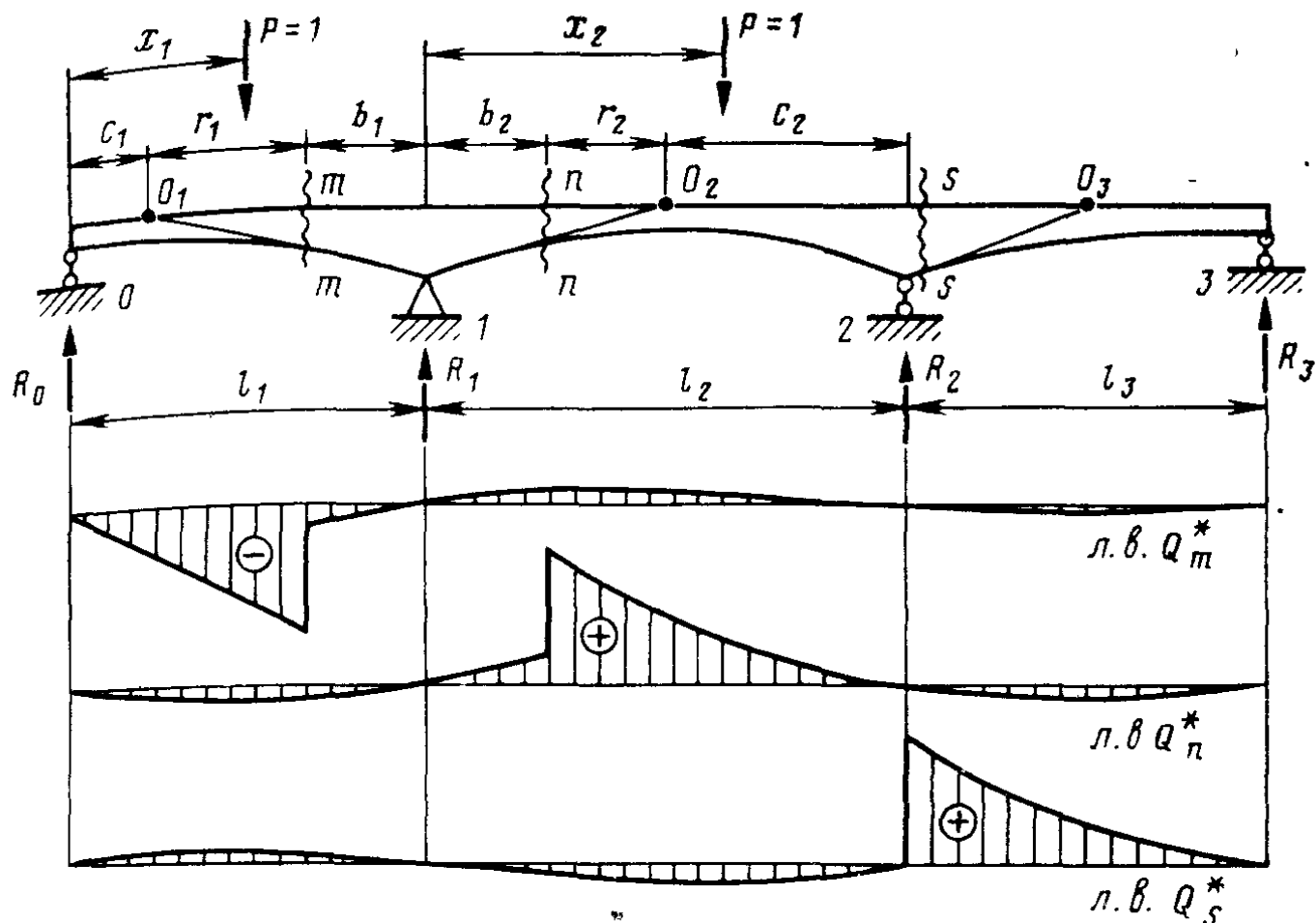


Рис 6.11. Линии влияния Q_x^* в неразрезном пролетном строении

$Q_m^* = -(x_1 - c_1 + c_1 \text{ л. в. } R_0)/r_1$ (если сила $P=1$ расположена левее сечения $m-m$) или л. в. $Q_m^* = -c_1 \text{ л. в. } R_0/r_1$ (если $P=1$ правее $m-m$). Таким образом, в сечении $m-m$ л. в. Q_m^* имеет скачок, равный единице.

Следует отметить, что во всех сечениях с переломами грани балки при проверках значений касательных τ_b и главных σ_{mt} , σ_{mc} напряжений (например, в сечении $n-n$ балки по рис. 6.9) необходимо выполнить расчеты как для цилиндрического сечения чуть левее $n-n$ по условной поперечной силе Q_n^* , так и для плоского сечения чуть правее $n-n$ по обычной поперечной силе Q_n .

Правила загрузки линий влияния внутренних усилий и реакций. Сначала рассмотрим правила загрузки линий влияния при расчетах железнодорожных мостов по прочности, используя в качестве примера неразрезное пролетное строение (рис. 6.12). В общем случае для любого сечения балки с координатой x необходимо найти значения

$$\left. \begin{aligned} \max M_x &= M_{g,x}^I + M_{g,x}^{II} + \max M_{v,x}; \\ \min M_x &= M_{g,x}^I + M_{g,x}^{II} + \min M_{v,x}. \end{aligned} \right\} \quad (6.22)$$

В соответствии со СНиП 2.05.03-84 для балочных пролетных строений нагрузку от собственного веса допускается принимать равномерно распределенной по длине пролета, если значение ее на отдельных

участках отклоняется от среднего значения не более чем на 10%, что следует учитывать прежде всего при подсчете значений $M'_{g,x}$ от первой части постоянных нагрузок. При определении величины $M''_{g,x}$, как правило, все нагрузки $\Sigma g_i''$ можно принимать одинаковыми по всей длине пролетного строения, поэтому $M''_{g,x} = \Sigma \gamma_{fgi} g_i \Omega$, где Ω — суммарная площадь загружаемой линии влияния. Если постоянные нагрузки g_1 или $\Sigma g_i''$ вызывают в рассматриваемом сечении изгибающие моменты одного знака с искомым внутренним усилием (знак «плюс», если подсчитывают $\max M_x$, или «минус» — при подсчете $\min M_x$), то следует принимать коэффициенты надежности $\gamma_{fgi} > 1$ а при противоположных знаках $\gamma_{fgi} < 1$.

Загружение на $\max M_{v,x}$ (на получение максимального значения положительного изгибающего момента) производят для нескольких схем, чтобы найти самое неблагоприятное из них. Сначала загружают один положительный участок линии влияния (рис. 6.12, а) и определяют $\max M_{v,x} = \gamma_{fv} (1 + \mu) \beta v_2 \omega_2$. По СНиП 2.05.03-84 для железнодорожной нагрузки СК коэффициент надежности $\gamma_{fv} = 1,3 - 0,003\lambda$ (при $\lambda \leq 50$ м) или $\gamma_{fv} = 1,175 - 0,0005\lambda \geq 1,1$ (при $\lambda > 50$ м). В рассматриваемом случае при длине загрузки линии влияния $\lambda = l_2$ находим соответствующее значение $\gamma_{fv} = f_-(l_2)$. Ана-

логично, используя формулу норм $1 + \mu = 1 + 10/(20 + \lambda) \geq 1,15$, найдем $1 + \mu = f_-(l_2)$.

Величину $\beta = 1 + 0,01e(\psi - 1)$ учитывают лишь при вогнутом криволинейном очертании загружаемого участка линии влияния где e — коэффициент, зависящий от λ и от положения максимальной ординаты линии влияния $\alpha = a/\lambda$ (принимают по графикам СНиП 2.05.03-84); ψ — коэффициент искаженности, равный отношению площади треугольной линии влияния к площади рассматриваемой линии влияния (при одинаковых длинах и наибольших ординатах). При $\psi < 1,1$ и при езде на балласте принимают $\beta = 1$ и $\alpha = 0,5$ (независимо от действительного значения α). При $1,1 \leq \psi \leq 1,4$ в случае устройства пути на балласте и $\lambda < 50$ м также используют $\beta = 1$, но принимая $\alpha = 0,5$ лишь при $\lambda \leq 10$ м. При $\psi > 1,4$ следует руководствоваться допол-

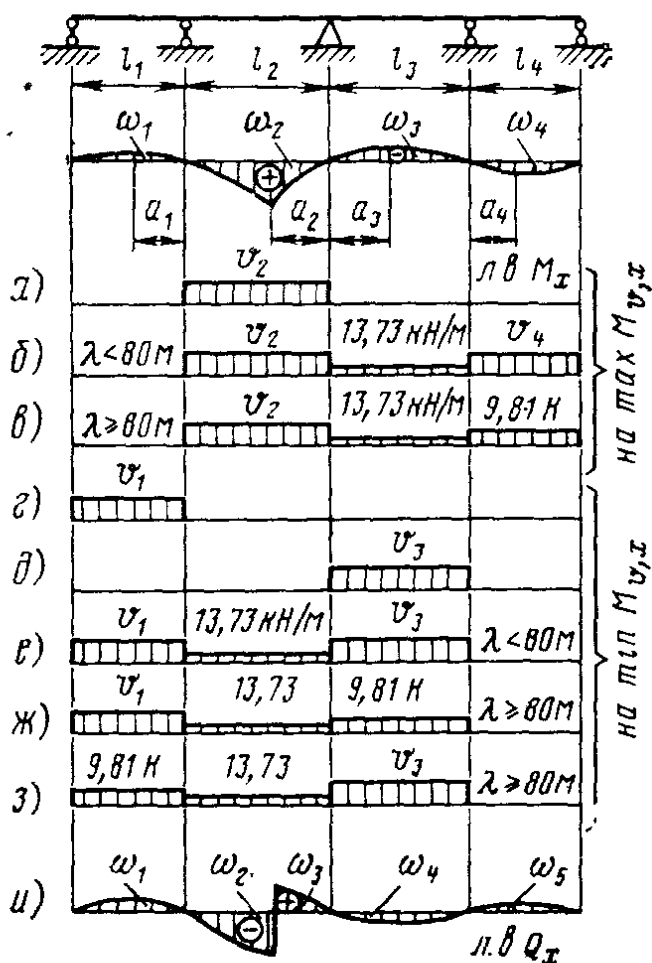


Рис. 6.12. Схемы загрузки линий влияния в расчетах по прочности и трещиностойкости

нительными указаниями СНиП 2.05.03-84. Нормативное значение временной вертикальной эквивалентной нагрузки v_2 (класса К-14) принимают по нормам по $\lambda = l_2$ и $\alpha = a_2/l_2$ (или при балласте $\alpha = 0,5$).

Затем следует рассмотреть загрузку на $\max M_{v,x}$ по схеме рис. 6.12, б, если суммарная длина загрузки $\lambda = l_2 + l_3 + l_4 < 80$ м, или по схеме рис. 6.12, в при $\lambda \geq 80$ м. При этом учитывают эквивалентные нагрузки от подвижного состава с локомотивом и транспортером $v_2 = f(l_2, \alpha_2)$ и $v_4 = f(l_4, \alpha_4)$, кН/м, вагонную нагрузку 9,81К, кН/м, а также порожняк интенсивностью 13,73 кН/м. Если разделяющий участок другого знака $l_3 \leq 20$ м, то в схемах по рис. 6.12, б, в этот участок остается незагруженным. Тогда, например, для схемы по рис. 6.12, в $\max M_{v,x} = (1 + \mu) (\gamma_{fv} \beta v_2 \omega_2 + 13,73 \omega_3 + \gamma_{fr} 9,81K \omega_4)$, где $1 + \mu = f(l_2 + l_3 + l_4)$; $f_{fv} = f(l_2 + l_4)$; $\omega_2, \omega_3, \omega_4$ — площади участков линий влияния в пролетах l_2, l_3, l_4 , подставляемые в формулу со своими знаками.

Загрузка на $\min M_{v,x}$ (на получение максимального значения отрицательного изгибающего момента) производят по тем же правилам (рис. 6.12, г—з). Нет никаких принципиальных отличий и при загрузке линий влияния поперечных сил для получения значений $\max Q_{v,x}$ ($Q_{v,x}^*$) и $\min Q_{v,x}$ ($Q_{v,x}^*$) (рис. 6.12, и). Следует обратить внимание на то, что все формулы для определения $\max M_x, \min M_x, \max Q_x, \min Q_x$ составлены в предположении восприятия внутренних усилий полным, например, одним коробчатым поперечным сечением пролетного строения. При ребристом пролетном строении удобнее эти усилия предварительно разделить на количество главных балок в нем.

Для расчетов железнодорожных мостов по трещиностойкости нормальных сечений используют такие же правила загрузки линий влияния, как по прочности, но подсчитывают лишь нормативные значения $\max M_{v,x,n}$ и $\min M_{v,x,n}$ (при $\gamma_{fi} = \gamma_{fr} = 1 + \mu = 1$). При проверке наклонного сечения на действие главных напряжений σ_{mt} и σ_{mc} приходится учитывать совместное действие σ_{bx}, σ_{bn} и τ_b , а значит, $M_{v,x,n}$ и $Q_{v,x,n}$. В таком случае необходимо находить $\max M_{v,x,n}$ (или $\min M_{v,x,n}$) и соответствующее значение $Q_{v,x,n}$, получаемое при точно таком же расположении временной нагрузки на мосту и при той же интенсивности нагрузки, как и при определении момента. Таким образом следует подсчитать $\max Q_{v,x,n}$ (или $\min Q_{v,x,n}$) и соответствующее значение $M_{v,x,n}$.

При расчете железнодорожных мостов на выносливость действуют иные правила загрузки, что связано прежде всего с тем, что при этом учитываются не максимально возможные, а регулярно обращающиеся временные нагрузки. По этой причине из нагрузки от подвижного состава исключают тяжелый транспортер путем введения в расчеты коэффициента $\epsilon \leq 1$ (см. гл. 2) и принимают уменьшенное значение динамического коэффициента. Расчетное усилие определяют невыгоднейшим из загрузок, получаемых при движении поезда отдельно слева направо и отдельно справа налево (рис. 6.13).

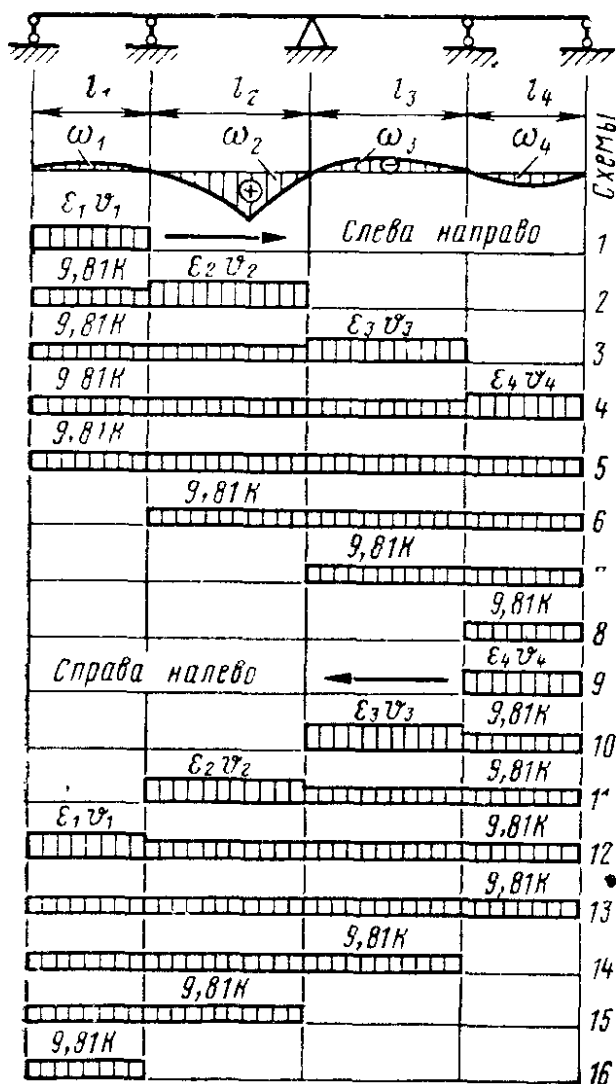


Рис. 6.13 Схемы загрузки линий влияния в расчетах на выносливость

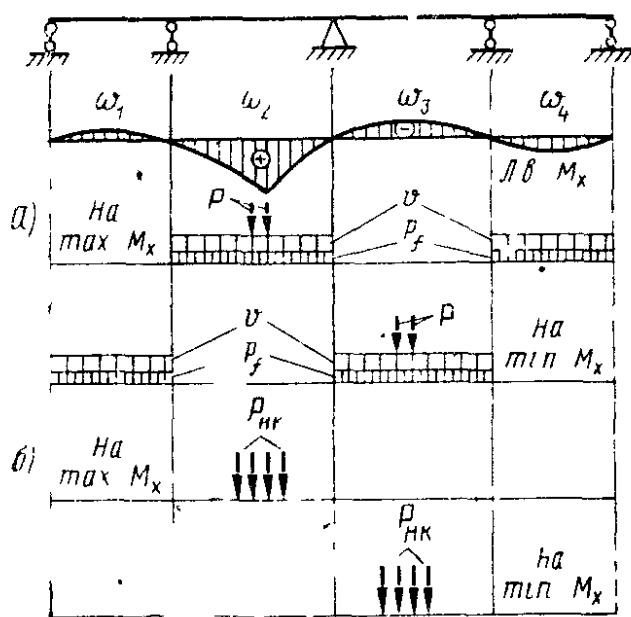


Рис. 6.14 Схемы загрузки линий влияния в расчетах автодорожных и городских мостов

Первый по ходу поезда участок линии влияния (пролет моста) загружают нагрузкой с учетом локомотива, а расположенные за ним остальные участки — вагонной нагрузкой 9,81К, кН/м. Например, при загрузке по схеме 2 изгибающий момент для расчетов на выносливость $M_{v,x,l} = (1 + 2\mu/3) \times (\epsilon_2 v_2 \omega_2 + 9,81K \omega_1)$, где $1 + 2\mu/3 = f(l_1 + l_2)$; $\epsilon_2 = f(l_1)$; $v_2 = f(l_2, \alpha_2)$.

Таким образом, для приведенной линии влияния рассматривают 16 загрузок, из которых следует выбрать такие, которые дают наибольшие по абсолютному значению положительные и отрицательные моменты.

Наиболее вероятно, что для рассматриваемой линии влияния при движении поезда слева направо расчетными будут загрузки 1 (для $\min M_{v,x,l}$) и 2 (для $\max M_{v,x,l}$), а при движении справа налево — загрузки 11 и 16.

Правила загрузки линий влияния автодорожных и городских железобетонных мостов относительно простые. Полосовая равномерно распределенная нагрузка от автотранспортных средств А1, которая может учитываться совместно с пешеходной нагрузкой на тротуарах, имеет неограниченную длину и любое количество разрывов, но таких, чтобы получить рассматриваемом сечении максимальное (или минимальное) внутреннее усилие. Тележку с осевыми давлениями P устанавливают в самое неблагоприятное положение над наибольшими по абсолютному значению ординатами линии влияния (рис. 6.14, а).

Отдельно необходимо загрузить линии влияния тяжелой одино-

ной колесной нагрузкой НК-80 с расположением осей с давлением $P_{НК}$ над участком линии влияния с максимальными (минимальными) ординатами (рис. 6.14, б). Однако в практических расчетах удобнее пользоваться табличными значениями эквивалентных нагрузок $z_{нк}$, приведенными в СНиП 2.05.03-84.

Определение внутренних усилий от постоянных нагрузок. Внутренние усилия $M_{g,x}^{II}$ и $Q_{g,x}^{II}$ определяют путем загрузки тех же линий влияния, что и при нахождении усилий от временных нагрузок. Для неразрезных балок линии влияния криволинейны, а интенсивность постоянной нагрузки $g^{II} = \sum g_i^{II}$ в общем случае может быть переменной по длине балки. В таком случае приходится разбивать балку на m участков длиной s и находить внутренние усилия, например изгибающие моменты, по формуле

$$M_{g,x}^{II} = \sum_{j=1}^{j=m} [g_{j-1}^{II} (2\eta_{j-1} + \eta_j) + g_j^{II} (\eta_{j-1} + 2\eta_j)] s_j / 6, \quad (6.23)$$

где g_{j-1}^{II} , g_j^{II} — ординаты эпюры нагрузки на концах рассматриваемого участка j ; η_{j-1} , η_j — соответствующие им ординаты линий влияния.

В случае натяжения части пучков арматуры после омоноличивания всех стыков элементов возникнут дополнительные опорные реакции и изгибающие моменты, вызванные усилиями преднапряжения, а именно

$$M_{p,i}^{II} = \bar{M}_{i,1} P_1^{II} e_1 + \bar{M}_{i,2} P_2^{II} e_2 + \dots + \bar{M}_{i,n} P_n^{II} e_n, \quad (6.24)$$

где $\bar{M}_{ij}$ — изгибающий момент в сечении i от продольной силы $P_j = 1$, действующей с эксцентриситетом $e_j = 1$.

Для предварительной оценки влияния P_j^{II} и e_j на величину $M_{p,i}^{II}$ можно использовать значения $\bar{M}_{ij}$ для опорных сечений из табл. 6.1, составленной для неразрезных равнопролетных балок постоянного сечения. В качестве положительного принято растягивающее усилие P_j , приложенное к балке ниже центра тяжести поперечного сечения (рис. 6.15, а). В табл. 6.1 даны также значения $\bar{M}_i$ от усилий $P=1$, приложенных к концам всей балки (в сечениях с внешней силой P_j или P к табличным ординатам моментов добавляют единицу, см. рис. 6.15).

Иногда для уменьшения положительных изгибающих моментов в середине пролетов обжимают неразрезную балку верхними пучками, расположенными над промежуточными опорами (рис. 6.15, б). Если имеются готовые линии влияния моментов M_x , то момент от преднапряжения $M_{p,x}^{II} = \sum_{j=1}^{j=m} P_j^{II} e_j \operatorname{tg} \alpha_j$, где $m = 2(n-1)$; n — количество пролетов неразрезной балки; α_j — угол наклона касательной к очертанию линии влияния M_x в месте приложения силы P_j^{II} (в нашем

случае P_j^{II} и e_j отрицательны, угол α_j положителен, если он откладывается от горизонтальной линии по часовой стрелке [38]).

При осадке опор статически неопределимых конструкций в них возникает перераспределение внутренних усилий.

Предположим, что в балочно-консольной статически неопределимой системе (см. последнюю схему на рис. 6.6, а) все опоры имеют осадку y_0, y_1, y_2, y_3 (рис. 6.16, а). Тогда грузовой коэффициент метода сил $\Delta_{1s} = (y_1 - y_2) - (y_0 - y_1 + y_2 - y_3) a/l_a$. При осадках опор неразрезного пролетного строения $\Delta_{is} = \alpha_{i+1} - \alpha_i = (y_{i+1} - y_i)/l_{i+1} - (y_i - y_{i-1})/l_i$ (рис. 6.16, б). Подсчитав значения лишних неизвестных от смещения опор, нетрудно построить соответствующие эпюры внутренних усилий $M_{s,x}^{II}$ и $Q_{s,x}^{II}$.

Постановку и натяжение дополнительных пучков напрягаемой арматуры, подъем или опускание неразрезной балки на некоторых опорах домкратами часто используют в качестве искусственного регулирования внутренних усилий. Известно, что всякая статически неопределимая конструкция в случае создания в ней дополнительных усилий или вынужденных перемещений, не свойственных данной системе, стремится освободиться от них за счет пластических деформаций.

Таблица 6.1

Внешние силы	Узлы i						
	0	1	2	0	1	2	3
P_1 P_2 P	$n=2$			$n=3$			
	0	-0,750	0	0	-0,800	0,200	0
	—	—	—	0	-0,600	-0,600	0
	0	-0,500	0	0	-0,200	-0,200	0
P_1 P_2 P	Узлы i						
	0	1	2	3	4	—	—
	$n=4$						
	0	-0,804	0,214	-0,054	0	—	—
P_1 P_2 P	0	-0,589	-0,643	0,161	0	—	—
	0	-0,286	0,143	-0,286	0	—	—
	Узлы i						
	0	1	2	3	4	5	—
P_1 P_2 P_3 P	$n=5$						
	0	-0,804	0,215	-0,057	0,014	0	—
	0	-0,588	-0,646	0,172	-0,043	0	—
	0	0,158	-0,632	-0,632	0,158	0	—
P_1 P_2 P_3 P	0	-0,263	0,053	-0,053	-0,263	0	—

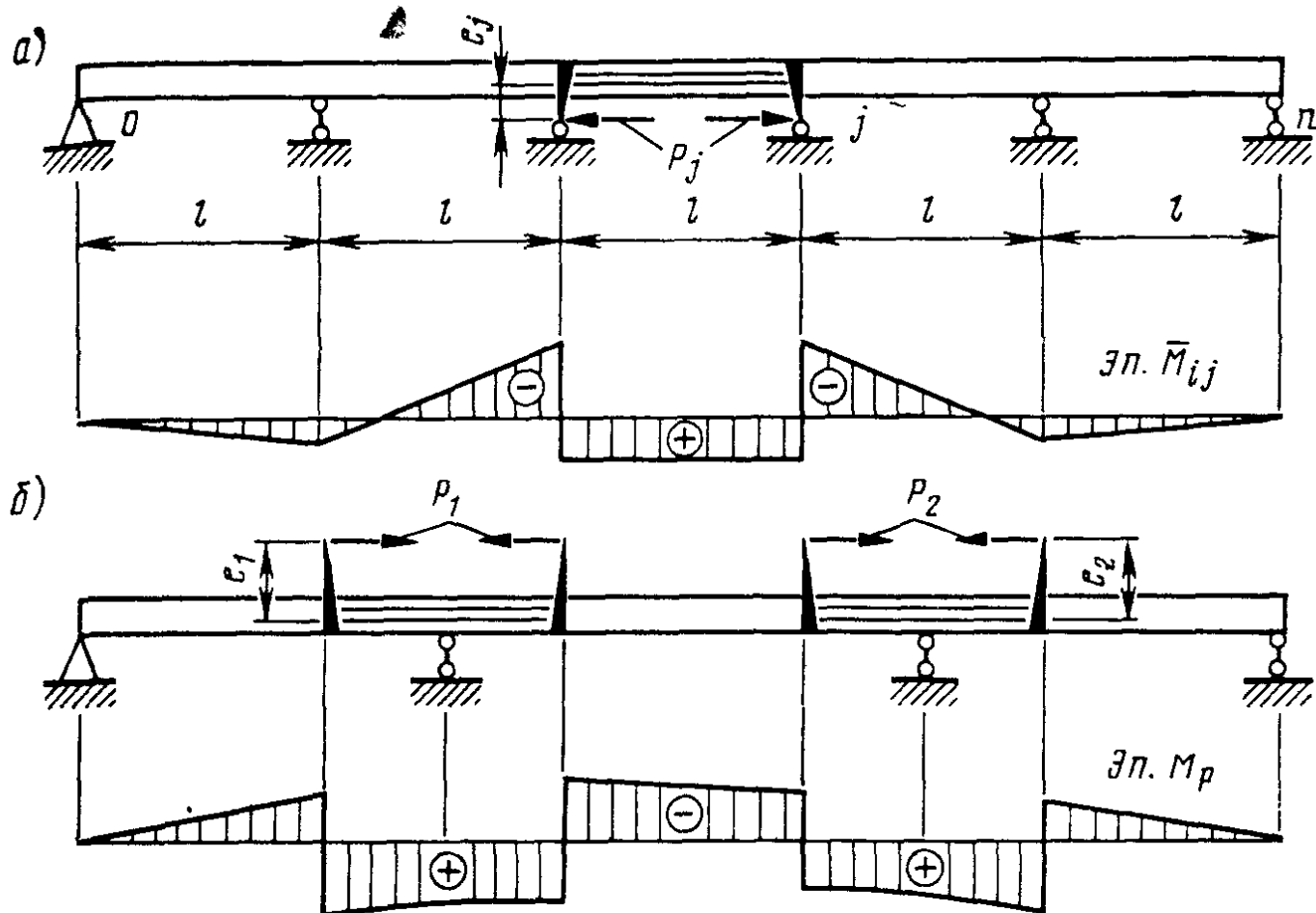


Рис. 6.15. Схемы для определения моментов $M_{p,x}^{II}$ от сил преднапряжения

При этом дополнительные внутренние моменты $M_{p,x}^{II}$ и $M_{s,x}^{II}$ уменьшаются со временем и тем быстрее, чем больше ползучесть бетона и меньше коэффициент армирования конструкции. Это обстоятельство приводит к необходимости учета влияния ползучести бетона, вызванной усилиями преднапряжения и осадкой опор (см. § 6.4).

При проектировании мостов средних и больших пролетов определение внутренних усилий $M_{g,x}^I$ и $Q_{g,x}^I$ от первой части постоянных нагрузок, необходимых для подсчета полных максимальных и минимальных значений M_x и Q_x по формуле (6.22), является сложной задачей. Эта сложность связана прежде всего с зависимостью методики расчета от принятого метода изготовления и монтажа конструкции, с необходимостью рассмотрения многостадийной работы сооружения и

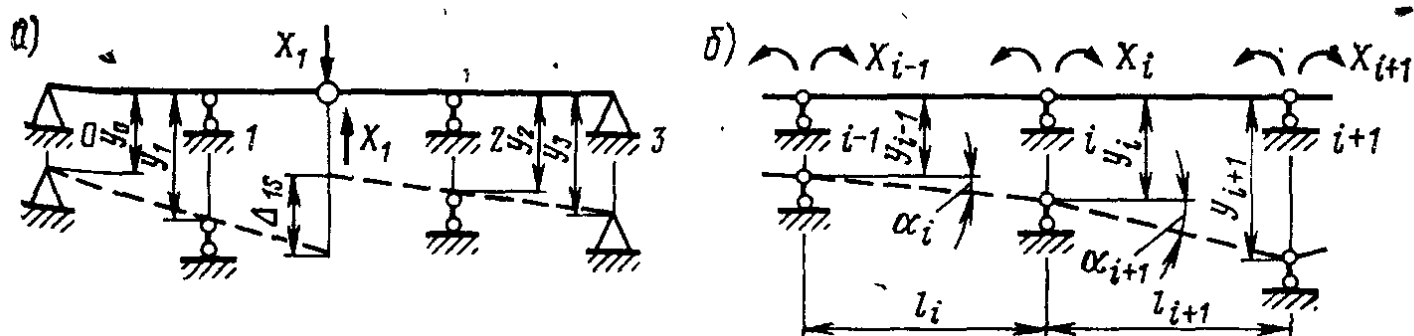


Рис. 6.16. Схемы для определения моментов $M_{s,x}^{II}$ от осадки опор

учета интеисивного проявления неупругих процессов, особенно ползучести бетона, в стадии монтажа и эксплуатации.

Если пролетное строение сооружают на сплошных стационарных подмостях (в современных условиях крайне редкий случай) и если отметки точек опирания пролетного строения на опоры остаются неизменными, то усилия $M_{g,x}^I$ и $Q_{g,x}^I$ определяют путем загрузки соответствующих линий влияния, построенных для неразрезной балки, используя при необходимости формулу (6.23).

Если неразрезное пролетное строение собирают из сборных блоков путем одновременного или последовательного омоноличивания стыков между ними (см. рис. 6.4), то необходимо построение эпюр $M_{g,x}^I$ и $Q_{g,x}^I$ для каждой новой статически определимой или неопределимой системы. При этом необходим учет действия нагрузок от собственного веса g_1 вновь присоединяемых блоков, от сил преднапряжения $\Sigma P_{1,i}$, учет влияния деформаций усадки ϵ_i и ползучести ϵ_i бетона (см. рис. 6.5) а при устройстве необжатых стыков — локального трещинообразования (см. § 6.1). В качестве примера на рис. 6.17, а показаны эпюры $M_{g,x}^I$, $Q_{g,x}^I$, $Q_{g,x}^*$ в простой разрезной балке, используемой в случае устройства стыка неразрезной балки (с двумя равными пролетами) над промежуточной опорой (без учета проявлений ползучести). Напомним, что после объединения разрезных балок изгибающие моменты

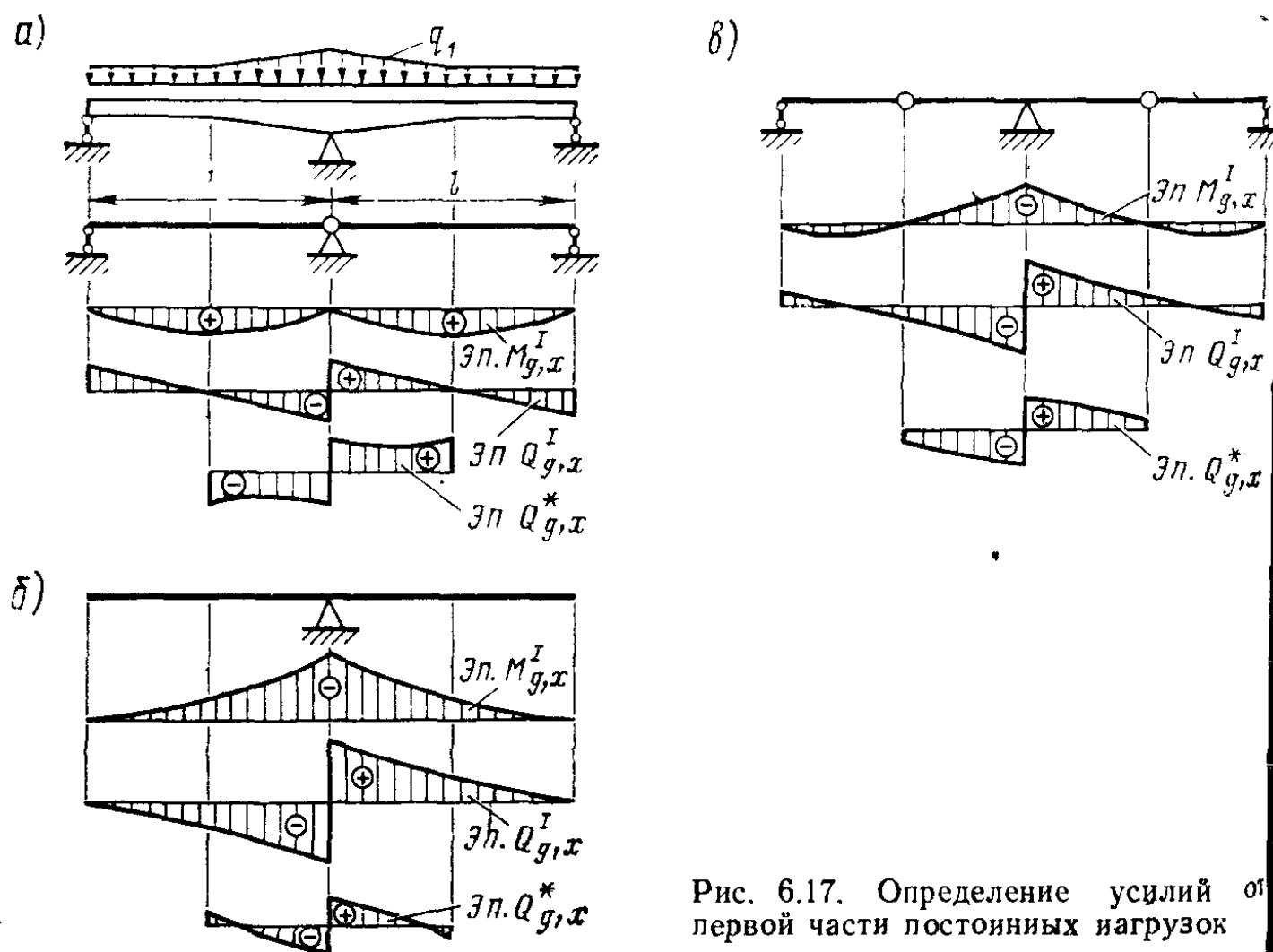


Рис. 6.17. Определение усилий от первой части постоянных нагрузок

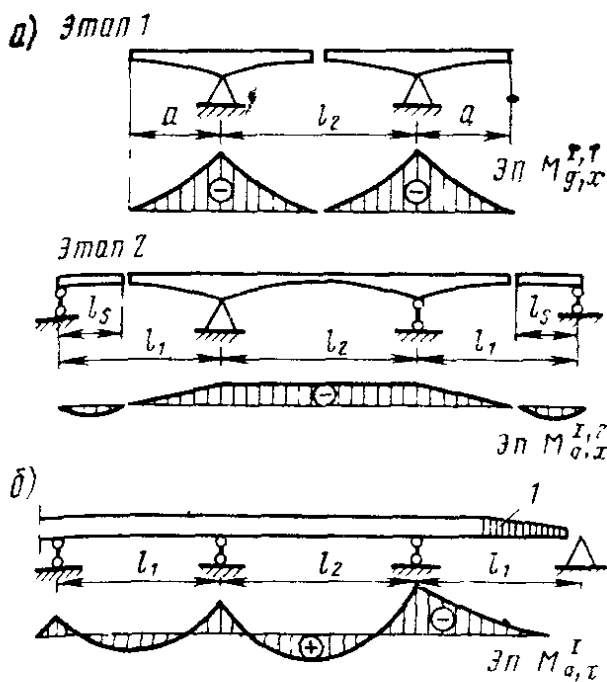


Рис. 6.18. Схемы для определения $M_{g,x}^I$ при навесном монтаже и продольной подвижке:
1 — аванбек

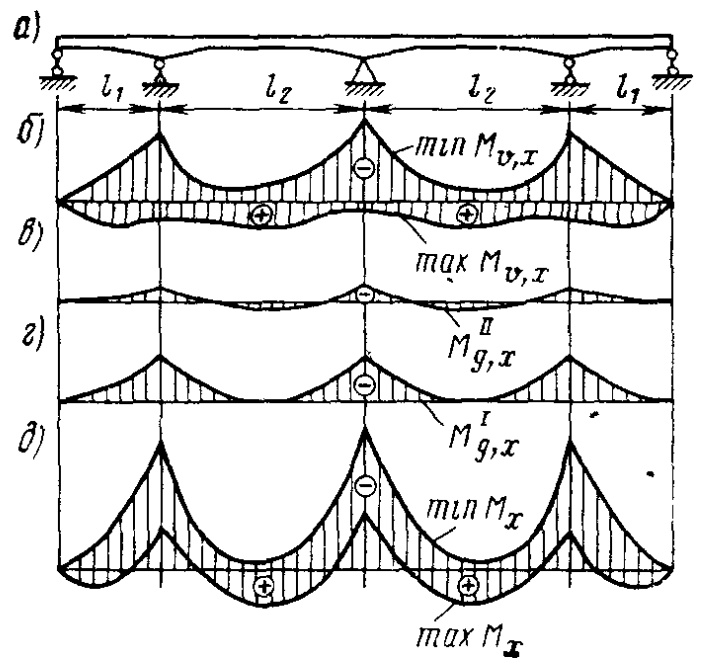


Рис. 6.19. Построение огibaющих эпюр моментов $\max M_x$ и $\min M_x$

в пролете $M_{g,x}^I$ за счет ползучести станут изменяться в направлении такого состояния, как если бы система сразу была неразрезной.

Если пролетное строение сооружают методом уравновешенного навесного бетонирования или навесного монтажа, то внутренние усилия $M_{g,x}^I$, $Q_{g,x}^I$, Q_x^* (без регулирования усилий и учета ползучести) определяют в двухконсольной статически определимой балке (рис. 6.17, б). Возможен вариант монтажа, при котором консоли не доводят до конца пролетов, а оставшуюся часть этих пролетов перекрывают сборными подвесными балками, работающими на собственный вес как разрезные балки (рис. 6.17, в). В трехпролетной неразрезной балке с $l_1 > 0,5l_2$ каждый надопорный блок целесообразно делать с одинаковыми консолями $a = 0,5l_2$, тогда подвесные балки длиной $l_s = l_1 - a$ устанавливают в крайних пролетах уже после омоноличивания стыка надопорных блоков (рис. 6.18, а). Таким образом за счет нагрузки g_1 на длине l_s удастся уменьшить суммарный положительный момент в середине среднего пролета.

Если неразрезную балку сооружают методом продольной подвижки (рис. 6.18, б), то в расчетах необходимо рассмотреть две стадии: монтажную и эксплуатационную. В процессе подвижки статические схемы пролетного строения и положение расчетных сечений по отношению к осям постоянных опор постоянно изменяются. При этом учитывают воздействие собственного веса балки g_1 , усилий преднапряжения Σp_i и усилий регулирования, создаваемых монтажными пучками и домкратами. Для уменьшения изгибающих моментов $M_{g,x}^I$ в корне надвигаемой консоли устраивают аванбек или шпренгель [38].

Напряженно-деформированное состояние этой стадии является исходным для расчетов в эксплуатационный период работы сооружения.

Для окончательного уточнения размеров поперечных сечений балки и для полных расчетных проверок необходимо построить суммарную огибающую (объемлющую) эпюру внутренних усилий M_x , Q_x и Q_x^* . В качестве примера на рис. 6.19 рассмотрена неразрезная балка (рис. 6.19, а), собираемая навесным способом без регулирования усилий, с устройством мостового полотна после полного монтажа пролетного строения и омоноличивания всех стыков. Для получения огибающих эпюр моментов M_x (рис. 6.19, д) суммируют эпюры $\max M_{r,x}$ и $\min M_{r,x}$ от временных вертикальных нагрузок (рис. 6.19, б) с эпюрами $M_{g,x}^{II}$ (рис. 6.19, в) и $M_{g,x}^I$ (рис. 6.19, г) от постоянных нагрузок. Аналогично строят огибающие эпюры Q_x и Q_x^* .

6.3. ОСОБЕННОСТИ РАСЧЕТА ЭЛЕМЕНТОВ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ

Учет пространственной работы коробчатых блоков. Рассмотрим пролетное строение с коробчатыми балками как одно из широко применяемых и наиболее сложных для расчета. Для исследуемой балки с действующими на нее усилиями выделим два наиболее характерных сечения по длине пролета, например, через 1 м (рис. 6.20, а). Для упрощения рассуждений предположим, что в пределах выделенной замкнутой поперечной рамы действует лишь одна внешняя вертикальная сила P . Все внешние воздействия нетрудно разделить на симметричные и кососимметричные. В первом случае балка работает на вертикальный изгиб (рис. 6.20, б), а во втором — на кручение (рис. 6.20, в). При этом задача может быть решена с разными уровнями точности.

При 1-м уровне симметрично загруженная балка рассматривается недеформируемым контуром поперечного сечения (рис. 6.20, г). При этом определяют изгибающие моменты M_z и поперечные силы Q_z , воспринимаемые полным сечением балки, а по ним напряжения σ_x и τ_{xy} . При 2-м уровне расчета учитывают местный поперечный изгиб элементов сечения от внеузлового приложения нагрузки при несмещающихся узлах контура [38]. При этом для замкнутой поперечной рамы задача может быть решена методом сил с лишними неизвестными X_1 и X_2 в середине нижней плиты рамы (рис. 6.20, д) с получением нормальных σ_z и касательных τ_{yz} напряжений в верхней плите, также напряжений σ_y в стенках балки.

Для несимметрично загруженной балки можно предусмотреть третий уровень расчета. Сначала рассмотрим кручение балки с недеформируемым контуром поперечного сечения (рис. 6.20, е). В современных мостах железобетонные балки являются, как правило, тонкостенными. В таком случае исследование ребристых балок следует производить по теории тонкостенных стержней открытого профиля, а коробчатых балок — закрытого профиля.

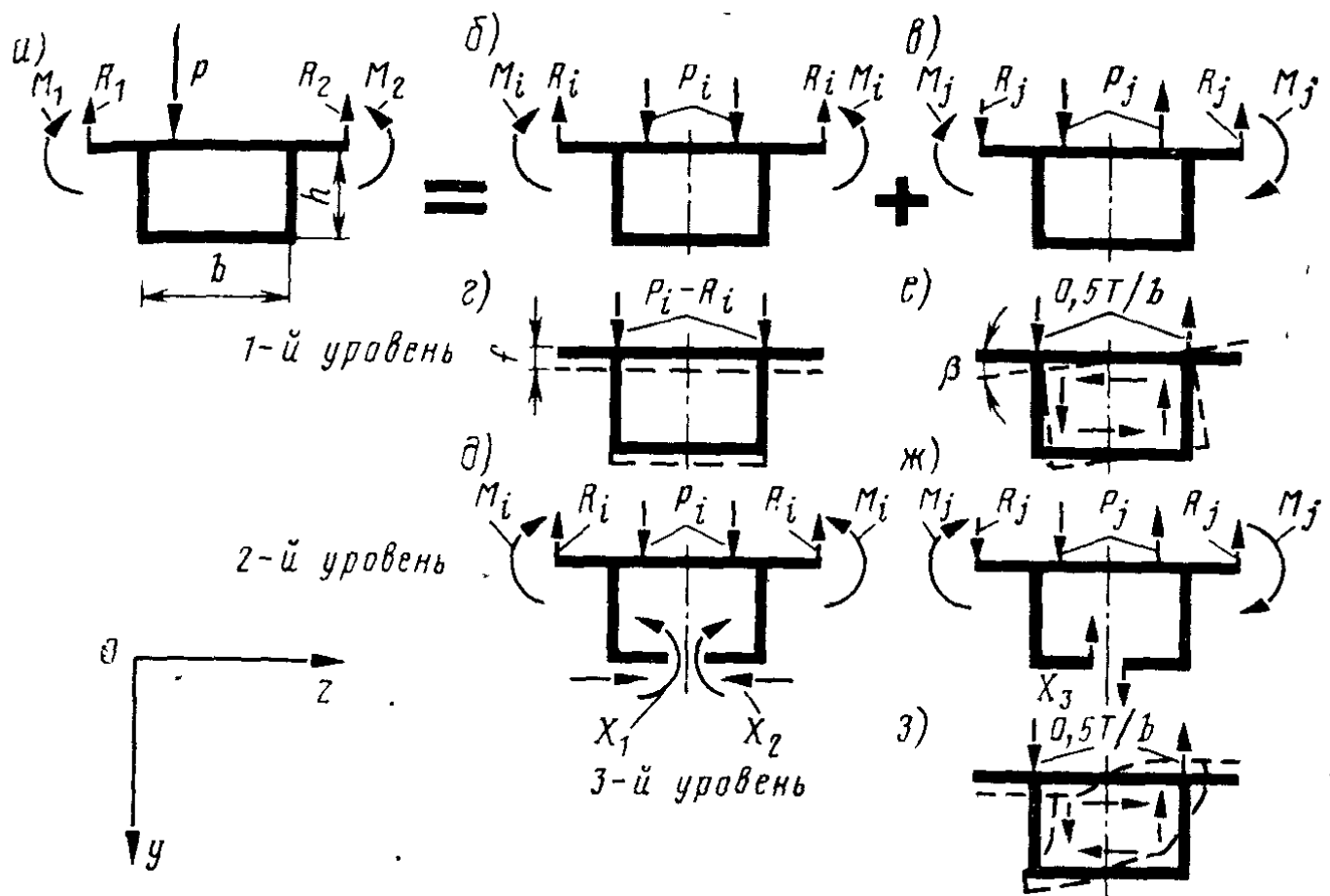


Рис. 6.20. Схемы к расчету сечений коробчатых балок от вертикальных нагрузок

Ранее (см. гл. 3) были даны формулы для моментов инерции I_t сечений ребристых и коробчатых балок при свободном их кручении. Однако практически во всех случаях неразрезные мостовые балки работают в условиях стесненного кручения, когда невозможны свободные деформации поперечных сечений. В таком случае от действия полного внешнего крутящего момента $T = M_t + M_\omega$ в сечениях коробчатой балки возникают внутренние бимоменты B_ω и соответствующие им нормальные напряжения стесненного кручения σ_ω , моменты свободного кручения M_t , вызывающие касательные напряжения τ_t , и изгибно-крутящие моменты M_ω с касательными напряжениями от стесненного кручения τ_ω .

При этом должны быть подсчитаны дополнительные геометрические характеристики сечения: I_ω — главный секториальный момент инерции сечения; S_ω — главный секториальный статический момент и др. Тогда в общем случае загрузки балки осевой силой с изгибом и кручением получим полное выражение для напряжений:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_x &= \frac{N}{A} + \frac{M_z}{I_z} y + \frac{M_y}{I_y} z + \frac{B_\omega}{I_\omega} \omega; \\ \tau &= \frac{Q_y S_z}{I_z b} + \frac{Q_z S_y}{I_y b} + \frac{M_t}{I_t} b + \frac{M_\omega S_\omega}{I_\omega b}, \end{aligned} \right\} \quad (6.25)$$

где ω — главная секториальная координата; остальные обозначения известны из курса сопротивления материалов.

При расчете несимметрично загруженной балки на внеузловую нагрузку задача один раз статически неопределима (рис. 6.20, ж). В работе [21] даны все необходимые формулы для расчета балки на кручение с учетом кососимметричных деформаций контура сечения (рис. 6.20, з). Последний расчет целесообразно делать для коробчатых балок без промежуточных диафрагм между опорными сечениями и при стенках и плитах балки, имеющих малую изгибную жесткость (при $h > 10b$).

В современных условиях коробчатые пролетные строения устраивают, как правило, из поперечно члененных тонкостенных блоков. При их обжатии пучками напрягаемой арматуры возникает опасность появления дефектов в виде трещин. На рис. 6.21, а эти трещины обозначены порядковыми номерами по мере их появления в процессе испытания одной из опытных конструкций.

Анализ полученных результатов показал, что для улучшения условий работы элементов конструкции целесообразно располагать напрягаемую арматуру в срединной плоскости плиты, в закрытых каналах и преимущественно над стенками балки. В таком случае при воздействии сил предварительного напряжения P_i (рис. 6.21, б) каждую плиту или стенку балки можно рассматривать как отдельную пластину, находящуюся в плоском напряженном состоянии, но с учетом касательных сил T_i , расположенных в разрезах между ними.

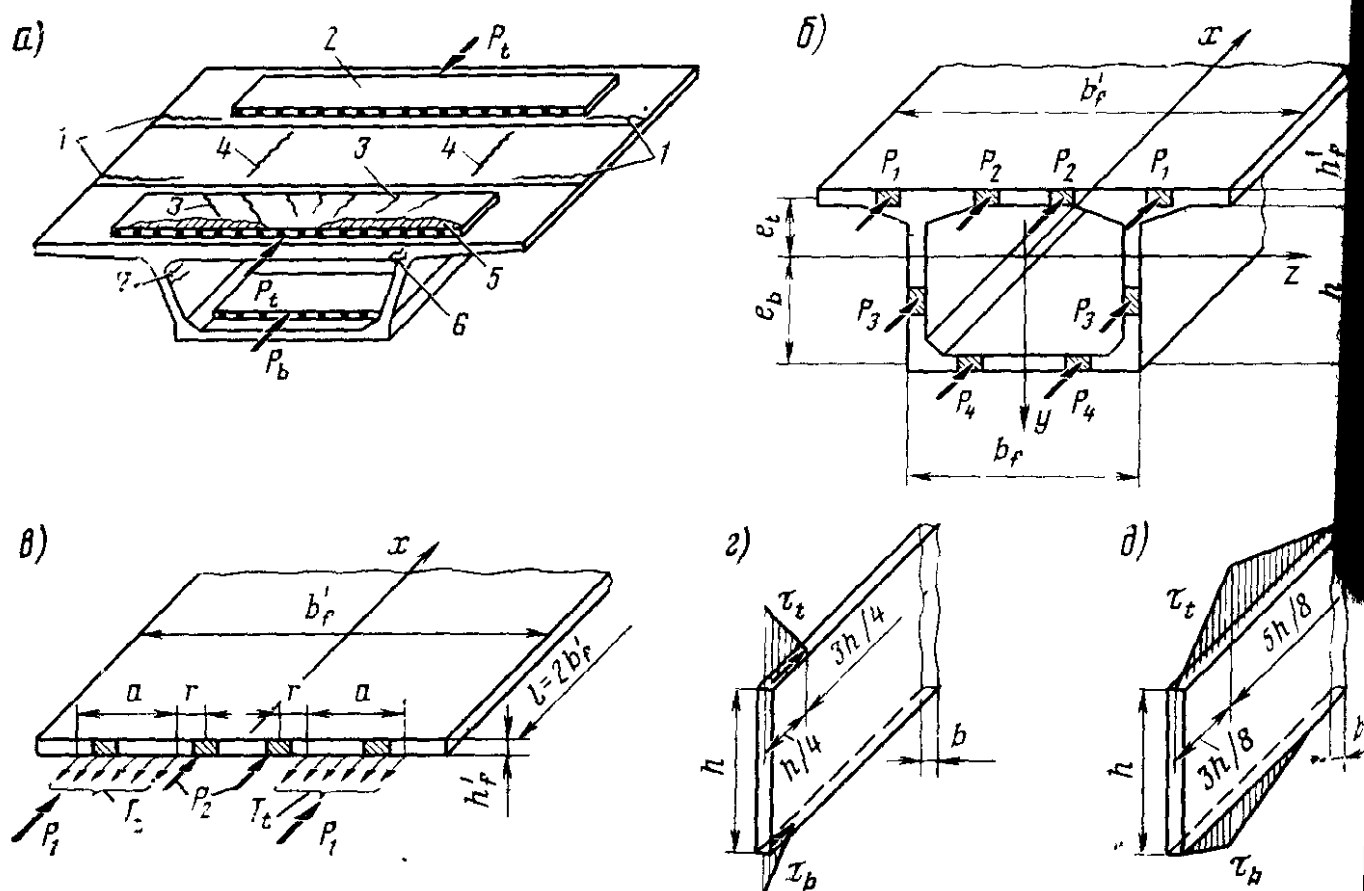


Рис. 6.21. Наиболее характерные дефекты коробчатых балок, обжатых напрягаемыми пучками, и расчетные схемы балок:

1 — раскрытие швов; 2 — упоры; 3—7 — трещины

В работе [40] имеются рекомендации по упрощенному расчету коробчатых пролетных строений, который основан на ряде допущений. Для основного случая приложения нормальных сил P_i к верхней плите реактивные силы у верха и низа стенки принимают по приближенным формулам:

$$\begin{aligned} T_t &= k_t P_i [(1/A_{red} + e_t^2/I_{red}) A'_f - 1]; \\ T_b &= k_b P_i (1/A_{red} - e_t e_b/I_{red}) A_f, \end{aligned} \quad (6.26)$$

где A_{red} и I_{red} — характеристики полного сечения балки; A'_f и A_f — площади сечения верхней и нижней плит; e_t и e_b — расстояние от центра тяжести сечения до срединной поверхности верхней и нижней плит.

При расчете верхней плиты (рис. 6.21, в) $k_t = 8h'_f/(8h'_f + r)$. При расчете стенки балки знаки T_t и T_b меняются на обратные и $k_b = 8b/(8b + h)$. Ширину a основной зоны вута принимают в пределах полной толщины, равной или большей $1,2h'_f$. При передаче усилия P на торец балки в пределах величины a предлагается использовать расчетную схему по рис. 6.21, г, а при P_i за пределами ширины a — по рис. 6.21, д. Для рассмотренных расчетных схем можно принять любой из известных методов теории упругости, однако удобнее использовать готовые табличные значения искомых напряжений в пластине σ_x , σ_y , τ_{xy} [40]. При наличии специальных программ расчета плитно-ребристых и коробчатых пролетных строений на ЭВМ, разработанных во ВНИИ транспортного строительства или МИИТе, точность решения задачи может быть существенно повышена.

Расчет стыков сборных элементов. Конструкции стыков, применяемых в мостах, весьма многообразны.

Здесь рассмотрим прежде всего стыки составных по длине пролетных строений с продольным обжатием элементов предварительно напрягаемой арматурой: узкие шириной не более 3 см, заполняемые цементным или полимерцементным растворами, плотные клееные, изготавливаемые на основе эпоксидной смолы, с толщиной клея не более 0,3 см. Для улучшения работы клееных стыков на усилия, действующие до отверждения клея, иногда делают торцовые поверхности блоков рифлеными с выступами треугольного очертания высотой 0,5..0,7 мм. Заметим, что клей в стыках предназначается лишь для герметизации стыка и равномерной передачи сжимающих усилий. Применение сухих стыков (без заполнения швов клеем или раствором) в пролетных строениях не допускается.

В последние годы имеют наибольшее распространение стыки (рис. 6.22): плоские вертикальные, плоские с уступом (с горизонтальной или наклонной площадкой) и зубчатые (чаще всего с одним выступом трапецеидального очертания по высоте каждой из стенок).

При расчете прочности нормального сечения балки, совпадающего со стыком, на изгибающий момент M_i можно использовать обычные формулы расчета изгибаемых элементов (см. гл. 2), но при введении к расчетным сопротивлениям бетона R_b коэффициента условий работы

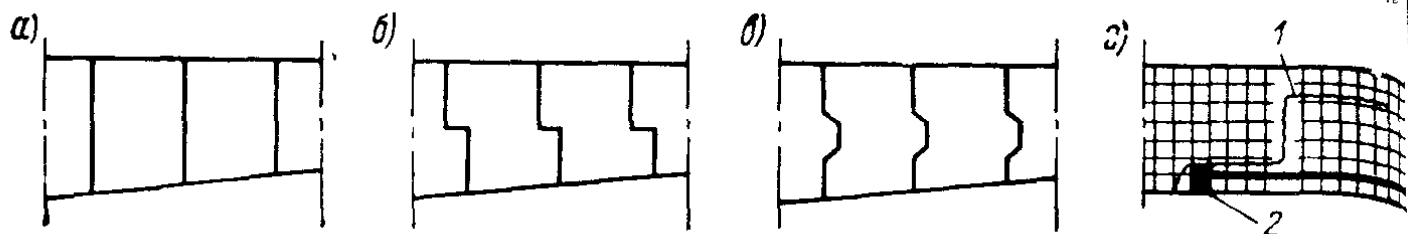


Рис. 6.22. Варианты стыков сборных блоков:

1 — трещина; 2 — анкер

m_{b10} [наряду с другими коэффициентами, например m_{b6} , m_{b7} , m_{b9} (см § 1.2)].

При расчете прочности наклонного сечения, пересекающего зону стыка, на поперечную силу Q_i также следует вводить к величине R_i коэффициент $m_{b10} \leq 1$. Однако наклонные сечения во всех случаях должны быть проверены и на действие изгибающего момента M_i относительно оси, проходящей через точку приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне. Это связано с тем, что, кроме плоского следует рассматривать и ломаное сечение, проходящее на значительной длине по неармированному стыку (рис. 6.22, г).

Устойчивость положения блоков балки против сдвига (скольжения) по стыку от действия поперечных сил предлагается проверять как для бетонного сечения в форме

$$Q \leq 0,45m_{sh} N_d, \quad (6.27)$$

где Q — расчетное сдвигающее усилие в стыке от внешних нагрузок и усилия предварительного напряжения в наклонной арматуре; N_d — расчетное сжимающее нормальное усилие от действия напрягаемой арматуры (с учетом соответствующих потерь) и изгибающего момента (соответствующего усилию Q); 0,45 — расчетный коэффициент трения бетона по бетону.

Коэффициенты условий работы стыкового шва при сдвиге $m_{sh} = 1,2$ — для клееного стыка с отвержденным клеем и $m_{sh} = 1,0$ — для бетонного стыка. В монтажной стадии возможны случаи работ клееных стыков с неотвержденным клеем, тогда $m_{sh} = 0,45$ при рифленых поверхностях торцов блоков и $m_{sh} = 0,25$ при гладких торцах.

При подсчете величины Q должны быть учтены коэффициенты надежности γ_{f1} , приводящие к наибольшему сдвигающему усилию в плоскости стыка, а для величины N_d — к меньшему обжимающему усилию. Для целых по длине сборных элементов (в сечениях между стыками) и при наличии сцепления арматуры с бетоном $\gamma_{fp} = 1$. Для составных по длине элементов и при числе напрягаемых пучков $n \leq 10$ рекомендуется принимать $\gamma_{fp} = 1 \pm 0,1$, а при числе $n > 10$ — $\gamma_{fp} = (1 \pm 0,1)/\sqrt{n - 10}$.

При определении величины N_d для изгибаемых балок следует учитывать, как правило, только ту долю нормального усилия, которая передается через ребро балки, имеющее ширину b и полную высоту сечения h . Тогда, например, при расчете стыка главной балки разре-

ного пролетного строения, расположенного в четверти пролета, имеем (см. § 5.2)

$$Q = \frac{1}{2} \left[\sum_i \gamma_{fgi} g_i (\omega_4 + \omega_5) + \gamma_{fv} v_0^{0,75l} \omega_4 \right], \quad (6.28)$$

где $\gamma_{fgi} > 1$ и $\gamma_{fv} > 1$.

Величина $N_d = bh\sigma_m$, где σ_m — суммарное напряжение от всех внешних воздействий, в том числе от усилий предварительного напряжения на уровне середины высоты стенки h (при $b = \text{const}$), расположенной на расстоянии e_m от центра тяжести приведенного сечения балки. Для определения величины σ_m удобно использовать ранее приведенные формулы (5.21)...(5.26), предварительно подсчитав расчетные усилия N_{p1} , M_{p1} (при $\gamma_{fp} < 1$), ΔN_p , ΔM_p (при $\gamma_{fp} > 1$), M_{g1} , ΔM_g и M_{v4} (с такими же значениями γ_{fgi} и γ_{fv} , как и при подсчете Q). При этом изгибающий момент $M_{v4} = 0,5\gamma_{fv}v_0^{0,75l}\omega'_1$, где $\omega'_1 = 9l^2/128$ — площадь участка линии влияния $M_{0,25}$ на длине $\lambda = 0,75l$. Напомним, что при езде на балласте следует принимать $v_0^{0,75l}$ (а не $v_0^{0,75l}$). Во всех используемых формулах следует принимать $y = e_m$. Необходимо также проследить, чтобы в стыке не было растягивающих напряжений от расчетных постоянных нагрузок.

В расчетах на сдвиг участвуют только силы и геометрические размеры конструкции, что может оказаться недостаточным при низких прочностях материалов шва и блоков. По этой причине следует считать целесообразным расчет стыка по предельному состоянию первой группы для монтажной и эксплуатационной стадий по прочности на непосредственный срез по формуле

$$Q \leq m_{b10} R_{b, cut} \sum_{i=1}^{i=n} m_{b6, i} A_{bi}, \quad (6.29)$$

где Q — поперечная сила в шве от расчетных нагрузок, которую можно определить по формуле (6.28), но с включением в нее динамического коэффициента $1 + \mu$, с учетом в случае необходимости поперечной силы $Q_p = - \sum_i \gamma_{fp} \sigma_p A_{pi} \times \sin \alpha$ от наклонных пучков арматуры (с площадью каждого пучка A_{pi}), пересекающих стык под углом α к продольной оси балки, при установившихся напряжениях σ_p (к рассматриваемой стадии) и при коэффициенте надежности $\gamma_{fp} < 1$; m_{b10} — коэффициент условий работы, вводимый к расчетному сопротивлению бетона блоков на непосредственный срез $R_{b, cut}$ (см. § 1.2); n — число участков с площадями A_{bi} , на которые разбивается полная площадь стенки балки высотой h со средними нормальными напряжениями $\sigma_{bx, i}$; $m_{b6, i} = 1 + (1,5 \sigma_{bx, i} / R_{b, sh})$ при $\sigma_{bx, i} \leq 0,98$ МПа и $m_{b6, i} = 1 + \sigma_{bx, i} / R_{b, sh}$ при $\sigma_{bx, i} = 2,94$ МПа — коэффициенты условий работы, учитывающие относительную величину обжатия шва на i -м участке контактной поверхности (для промежуточных значений $\sigma_{bx, i}$ величину $m_{b6, i}$ принимают по интерполяции).

Расчетами по предельным состояниям второй группы по трещиностойкости предотвращается опасность образования нормальных, продольных и наклонных к оси элемента трещин в месте стыкования блоков на всех стадиях работы конструкции.

Возможность образования нормальных трещин исключается в связи с требованием норм о недопущении растягивающих напряжений в обжимаемых стыках мостов всех назначений ($\sigma_{bx} \leq 0$). К тому же при устройстве клееных швов для нормального твердения клей в них должен быть сжат напряжениями не менее 0,2...0,3 МПа. Нормальные напряжения в швах определяют по формулам сопротивления упругих материалов, дополнительно учитывая потери σ_{10} в напрягаемой арматуре от деформаций за счет обжатия стыков между блоками (см. § 3.4). Образование продольных трещин во всех конструкциях и на всех стадиях их работы недопустимо. В связи с этим должны быть ограничены нормальные сжимающие напряжения от действующих нормативных нагрузок и воздействий: $|\sigma_{b1, max}| \leq R_{bp, mc1}$ на стадии изготовления и монтажа, а также $|\sigma_{b2, max}| \leq R_{b, mc2}$ на стадии постоянной эксплуатации (см. § 3.2 и 5.2).

Расчет трещиностойкости наклонных сечений балок с клееными стыками можно делать в обычном порядке, но с учетом понижающего коэффициента 0,9 к предельным значениям главных растягивающих напряжений. При расчете стенок балок с бетонируемыми стыками на главные напряжения σ_{mt} и σ_{mc} входящие в них касательные напряжения τ_b по контакту между бетоном стыка и блоками не должны превышать величины $m_{b6} m_{b15} R_{b, sh}$ (при необжатых стыках $\tau_b \leq m_{b15} R_{b, sh}$), где $m_{b15} = 0,5$ — коэффициент условий работы в расчетах на скалывание контактной плоскости бетонного стыка.

В последние годы при строительстве автодорожных мостов стали применять довольно эффективные клеештыревые стыки сборных железобетонных элементов, устраиваемые путем вклеивания арматурных выпусков (штырей) из одного элемента в каналы другого элемента часто наряду со склеиванием соединяемых поверхностей. Основные особенности расчета таких стыков даны, например, в работе [9].

6.4. РАСЧЕТЫ С УЧЕТОМ РЕОЛОГИЧЕСКИХ СВОЙСТВ БЕТОНА

Основные параметры деформационных характеристик бетона. Как было отмечено ранее, при расчете мостовых конструкций серьезное внимание следует уделять особенностям учета длительного действия нагрузок: собственного веса сооружения, воздействий предварительного напряжения, искусственного регулирования усилий, усадки и ползучести бетона, осадки грунта, а также периодических колебаний температуры и влажности окружающей среды [68]. При этом необходимо знать деформации элементов конструкции на всех стадиях ее работы в функции времени t .

При расчетах на длительно действующие нагрузки используют, как правило, шесть основных параметров деформаций бетона:

1 — удельную упругую деформацию $1/E_\tau$, где E_τ — начальный модуль упругости бетона при загрузении в момент времени τ , МПа;

2 — предельную удельную линейную ползучесть бетона $c_{lm,i}$, или меру ползучести $c(\infty, t_0)$ (см. § 1.1), представляющую собой относительную деформацию ползучести в момент времени $t \rightarrow \infty$, вызванную единичным напряжением, приложенным в момент времени t_i (или t_0), МПа^{-1} ;

3 — предельную удельную относительную деформацию линейной усадки $\varepsilon_s(\infty, t_w)$ (см. § 1.1), представляющую собой сокращение объема бетона при его твердении на воздухе, исчисляемое со дня окончания бетонирования (начала высыхания) t_w ;

4 — параметр относительной скорости нарастания длительных деформаций ползучести $v_c(t, t_0)$ при длительности наблюдений Δt , отсчитываемой со дня загрузки бетона;

5 — параметр скорости деформаций усадки $v_s(t, t_w)$, отсчитываемых со дня начала высыхания бетона;

6 — предельное (на восходящей ветви кривой $\sigma - \varepsilon$) значение суммарных относительных деформаций при кратковременном сжатии ε_{bn} при эталонном режиме нагружения бетона.

Основные положения теории ползучести. Бетон представляет собой неоднородное тело, состоящее из заполнителей и цементного камня, который, в свою очередь, состоит из кристаллического сростка и аморфной массы — геля. Ту часть ползучести, которая связана с перемещениями (выдавливанием) воды в порах геля, с вязкими составляющими деформаций геля и с деформациями кристаллического сростка бетона, принято называть линейной ползучестью, так как при этом деформации ползучести пропорциональны действующим напряжениям. Деформации ползучести, учитываемые совместно с пластическими деформациями, вызванными развитием микротрещин в теле бетона, называют нелинейной ползучестью. Физическая нелинейность деформаций ползучести проявляется при всех уровнях напряжений. Однако в практических расчетах ее учитывают обычно лишь при напряжениях в бетоне $\sigma_b > 0,6R_b$.

Практически все существующие теории ползучести носят феноменологический характер, так как основаны на описании внешних проявлений, изученных экспериментальным путем. Более подробные сведения о процессах усадки и ползучести можно найти в работе [52] и др. Здесь отметим лишь основные положения, которые необходимо знать проектировщику.

В расчетах приходится классифицировать бетоны по степени вызревания (возрасту) на интенсивно стареющие при $\tau_1 < 28$ сут, стареющие при $28 \leq \tau_1 < 360$ сут и старые бетоны при $\tau_1 \geq 360$ сут, где τ_1 — момент времени, в который приложено рассматриваемое напряжение от внешних воздействий. Общее уравнение, пригодное для всех вариантов теории линейной ползучести бетона,

$$\varepsilon_t = \frac{\sigma_{\tau_1}}{E_{\tau_1}} + \sigma_{\tau_1} c_{lt1} + \int_{\tau_1}^t \frac{d\sigma_{\tau}}{d\tau} \left(\frac{1}{E_{\tau}} + c_{lt} \right) d\tau, \quad (6.30)$$

где первый член правой части уравнения представляет собой мгновенную деформацию в момент τ_1 приложения напряжения σ_{τ_1} , второй член — деформацию ползучести в момент времени t от длительного действия начального напряжения σ_{τ_1} , а интеграл — сумму мгновенных и длительных деформаций ползучести к моменту времени t от напряжений, добавляющихся к начальному напряжению в произвольный момент времени τ .

Если проинтегрировать правую часть уравнения (6.30) по частям, то получим иную, более удобную запись:

$$\varepsilon_t = \frac{\sigma_t}{E_t} - \int_{\tau_1}^t \sigma_{\tau} \frac{d}{d\tau} \left(\frac{1}{E_{\tau}} + c_{t\tau} \right) d\tau, \quad (6.31)$$

где σ_t/E_t — полные мгновенно упругие деформации напряжений, приложенных во времени t .

Теории ползучести формально различаются лишь выражениями для величин E_{τ} и $c_{t\tau}$. Наиболее точное описание процесса деформирования бетона во времени обеспечивает теория упруго-ползучего тела (наследственная теория старения), в которой принимают

$$c_{t\tau} = \theta(\tau) f(t - \tau), \quad (6.32)$$

где $\theta(\tau)$ — функция старения, зависящая только от увеличения возраста бетона; $f(t - \tau)$ — функция продолжительности действия нагрузки.

В СНиП 2.05.03-84 приведена относительно простая зависимость для $c_{t\tau}$ или $\varepsilon_{t\tau}$ (см. гл. 3). Эти нормы допускают также использование других, более точных методов для определения потерь и перераспределения усилий от усадки и ползучести бетона, если эти методы обоснованы в установленном порядке. К их числу можно отнести методы расчета, разработанные и доведенные до уровня методических рекомендаций в НИИСКе [42], НИИЖБе [55], ВНИИ транспортного строительства [41].

Бетон является упруго-вязко-пластическим материалом. По теории упруго-ползучего тела зависимость меры ползучести $c_{t\tau}$ от времени τ_0 приложения начальных постоянных напряжений σ_{τ_0} и времени τ их снятия имеет сложное криволинейное очертание (рис. 6.23, а). При начальной мгновенно упругой деформации ε_0 обратимая деформация оказывается меньше по значению и включает мгновенно исчезающую упругую часть $\varepsilon_1 = \varepsilon_0 E_0/E_{\tau}$ и исчезающую в течение некоторого отрезка времени вязкую часть ε_2 . Остаточная часть деформации ε_3 представляет собой пластическую необратимую деформацию. Таким образом, эта теория учитывает частичную обратимость деформаций ползучести, что и происходит в действительности.

В теории упругой наследственности не учитывается процесс старения бетона, поэтому такая теория пригодна лишь для случаев нагружения бетона в старом возрасте. Процесс разгрузки, произведенный в произвольный момент времени τ , изображен на рис. 6.23, б, из которого видно, что вся деформация ползучести является обратимой.

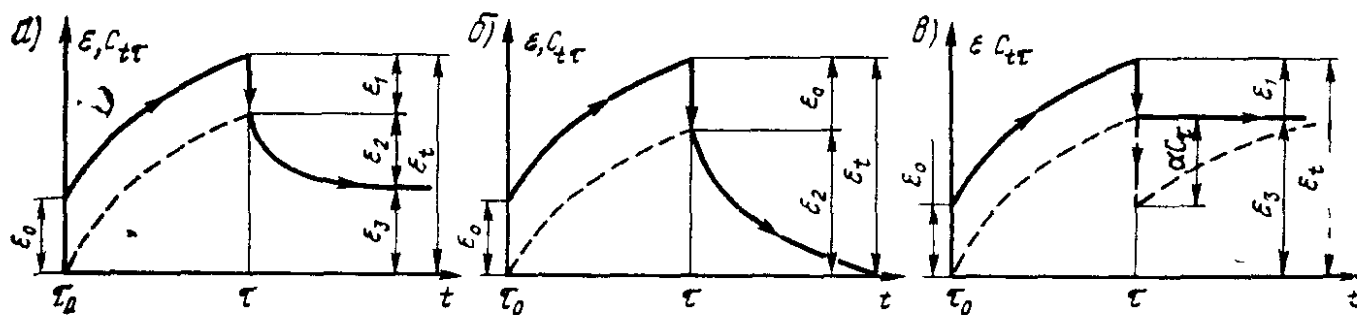


Рис 6.23 Кривые ползучести бетона с разгрузкой

В теории старения принимают, что кривые мер ползучести, соответствующие разным возрастам загрузки, параллельны между собой. В таком случае деформация ползучести полностью необратима (рис. 6.23, в). При использовании этой теории считается более удобным оперировать не мерами, а характеристиками ползучести $\varphi_{t\tau} - c_{t\tau} E_b$ (см. СНиП 2.05 03-84) или $\varphi_t = c_{t\tau} E_b (\tau) - c_{t\tau} E_\tau$, тогда

$$\varepsilon_t = \frac{\sigma_0}{E_0} (1 + \varphi_t) - \int_0^t \frac{d\sigma_\tau}{d\tau} \left(\frac{1}{E_\tau} + \frac{\varphi_t - \varphi_\tau}{E_0} \right) d\tau. \quad (6.33)$$

Иногда пренебрегают изменением во времени модуля упругости E_τ , тогда при $E_\tau = E_0$ выражение (6.33) несколько упрощается. Достоинством теории старения является возможность ограничиться только одной кривой φ_t , соответствующей начальному возрасту нагружения, вместо необходимого семейства кривых $c_{t\tau}$ или $\varphi_{t\tau}$ по другим вариантам теорий ползучести. Однако в ряде случаев принятие параллельности кривых ползучести может привести к заметным погрешностям. По этой причине в современных условиях теорию старения рассматривают как наиболее простую и наиболее удобную при предварительных оценках влияния ползучести бетона на напряженно-деформированное состояние конструкций.

Наибольшее отклонение от параллельности происходит на начальном участке кривой ползучести, соответствующей нагружению в возрасте τ . Если ликвидировать такое отклонение путем искусственного введения в кривую вертикального отрезка αc_τ , то получим новую приближенную кривую ползучести (штриховая линия на рис. 6.23, в), используемую в модифицированной теории ползучести. Эта теория обеспечивает результаты расчетов, очень близкие к полученным по более точной теории упруго-ползучего тела при сохранении простоты, свойственной теории старения.

Напряженно-деформированное состояние железобетонных элементов и конструкций. В ориентировочных расчетах жесткость элементов из бетонов средней прочности с учетом длительного действия нагрузок можно определять по формуле $B^* = B/c$, где B^* и B — изгибные жесткости балки соответственно при длительном и кратковременном действиях нагрузки; c — коэффициент, принимаемый равным 3,0 для районов с сухим климатом (с относительной влажностью

среды $w \leq 40\%$); 2,0 — с умеренным (при $w = 40 \dots 70\%$) и 1,5 — с влажным климатом ($w > 70\%$).

В обычных проектных расчетах используют отдельные формулы для определения жесткости сечения при длительном действии усилий в напрягаемой арматуре B_p^* и от внешних постоянных нагрузок B_g^* (см. СНиП 2.05.03-84), вызывающих проявления ползучести бетона. Рекомендации по определению жесткостей, прогибов, углов поворота и продольных перемещений от ползучести бетона даны также в гл. 3.

Деформации усадки бетона составляют значительно меньшую (по сравнению с ползучестью) долю в суммарном значении длительных деформаций. Под влиянием усадки железобетонные элементы в общем случае испытывают продольную $\bar{\epsilon}_{s,t}$ и угловую $\bar{\gamma}_{s,t}$ деформации. Если в сечении элемента центры тяжести арматуры и бетона совпадают, то при отсутствии закреплений, препятствующих свободному укорочению,

$$\bar{\epsilon}_{s,t} = \epsilon_{s,t} a_e = \epsilon_{s,t} / [1 + n_1 \mu_p (1 + 0,5\varphi_t)], \quad (6.34)$$

а если центры тяжести не совпадают, то элемент, кроме продольного укорочения, получит еще дополнительное искривление

$$\bar{\gamma}_{s,t} = \epsilon_{s,t} a_\gamma = \epsilon_{s,t} n_1 v_p (1 + 0,5\varphi_t) / \{c [1 + n_1 (\mu_p + v_p) (1 + 0,5\varphi_t)]\}, \quad (6.35)$$

где $\epsilon_{s,t}$ — относительная деформация усадки бетона; a_e и a_γ — коэффициенты, учитывающие задерживающее влияние арматуры на деформации усадки бетона. $n_1 = E_p/E_b$ — коэффициент приведения арматуры к бетону; $\mu_p = A_p/A_b$ — коэффициент армирования напрягаемой арматурой (при площади поперечного сечения $A_s \geq 0,2A_p$ следует принимать $\mu_p = (A_s - A_p)/A_b$; φ_t — характеристика ползучести бетона; $v_p = (I_p - A_p c^2)/I_b$ — отношение моментов инерции арматуры (при $A_s < 0,2A_p$) и бетона относительно оси, проходящей через центр тяжести бетонной части сечения; I_p — момент инерции арматуры относительно своего центра тяжести; c — расстояние между центрами тяжести арматурной и бетонной частей.

Длительные деформации ползучести и усадки бетона мостовых конструкций развиваются в сложных климатических условиях на фоне сезонных колебаний температуры и влажности среды. При проектировании мостов с большими пролетами целесообразен учет этих факторов.

Ползучесть бетона вызывает в течение времени перераспределение напряжений между арматурой и бетоном в каждом поперечном сечении внешнего статически определимого элемента, балки, бруса. Для их подсчета существует много приближенных и математически строгих методов расчета, выбор которых определяет инженер-проектировщик в зависимости от стоящих перед ним задач, сложившихся традиций в проектной организации, наличия готовых программ расчета на ЭВМ и т. д.

Однако до сих пор представляют практический интерес простые и наглядные инженерные методы учета ползучести при необходимости учета неопределенности исходных данных для проектирования

реальных сооружений. Самый простой способ определения напряжений в бетоне σ_b и арматуре σ_p основан на учете потерь в предварительно напряженной арматуре в соответствии с рекомендациями норм и на использовании формул § 5.2. К числу приближенных можно отнести также метод временного модуля деформации бетона $E_b(t)$, основное преимущество которого заключается в том, что расчет на длительные деформации по своей форме приводится к расчету на кратковременное действие нагрузок при точности в пределах 5% по напряжениям в бетоне и до 10% в арматуре.

По аналогии с постоянным модулем упругости E_b в расчетах на кратковременную нагрузку, в расчетах с учетом реологических свойств бетона используют понятие временного модуля деформации $E_b(t)$, который представляет собой отношение напряжений в бетоне $\sigma_b(t)$, установившихся к рассматриваемому моменту времени t , к полной деформации $\epsilon_b(t)$, вызванной этими напряжениями к тому же моменту времени. Точное значение $E_b(t)$ можно получить, решая реологическое интегральное уравнение по одной из теорий ползучести, при зависимости $E_b(t)$ от всего процесса изменения напряженного состояния бетона. Однако приближенное значение модуля $E_b(t)$ можно получить на основе теории старения по простым конечным формулам [3].

В таком случае для железобетонного элемента, загруженного внешним продольным усилием N , необходимо выполнить расчет по формулам:

$$\left. \begin{aligned} \alpha_N &= n_1 \mu_p \varphi t / (1 + n_1 \mu_p); \quad a_N = (\exp \alpha_N - 1) / \alpha_N; \\ E_{bN}(t) &= E_b / (1 + a_N \varphi t); \quad n_N(t) = E_p / E_{bN}(t); \\ A_{b, red}(t) &= A_b + n_N(t) A_p. \end{aligned} \right\} \quad (6.36)$$

При действии постоянного во времени внешнего изгибающего момента M имеем:

$$\left. \begin{aligned} \alpha_M &= n_1 \nu_p \varphi t / (1 + n_1 \nu_p); \quad a_M = (\exp \alpha_M - 1) / \alpha_M; \\ E_{bM}(t) &= E_b (1 + a_M \varphi t); \quad n_M(t) = E_p / E_{bM}(t). \end{aligned} \right\} \quad (6.37)$$

Положение центра тяжести приведенного сечения и приведенный момент инерции сечения $I_{b, red}(t)$ подсчитывают с использованием коэффициента приведения $n_M(t)$. Тогда напряжения в бетоне $\sigma_b(t)$ и арматуре $\sigma_p(t)$ при длительном действии постоянной нагрузки и сил предварительного напряжения с учетом ползучести бетона в рассматриваемый момент времени t можно подсчитать по формулам сопротивления упругих материалов:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_b(t) &= N / A_{b, red}(t) + M y(t) / I_{b, red}(t); \\ \sigma_p(t) &= n_N(t) N / A_{b, red}(t) + n_M(t) M y(t) / I_{b, red}(t), \end{aligned} \right\} \quad (6.38)$$

где $N = N_{g1} + N_{p1}$; $M = M_{g1} + M_{p1}$; N_{g1} — продольное усилие от первой части постоянных нагрузок; N_{p1} — продольное усилие от сил предварительного напряжения с учетом потерь первой группы; M_{g1} и M_{p1} — то же, но для изгибающих моментов; $y(t)$ — расстояние от центра тяжести приведенного сечения до рассматриваемого волокна (расчет от второй части постоянных нагрузок следует выполнять отдельно).

Аналогично можно выполнить расчет элемента от действия усадки бетона. Более точные значения напряжений с учетом длительных деформаций обеспечивают формулы, приведенные в указанных ранее методических рекомендациях [41, 42, 55].

Ползучесть бетона вызывает также перераспределение с течением времени внутренних усилий в статически неопределимых конструкциях. Наиболее просто проводят расчет железобетонных сооружений из однородных элементов, работающих без трещин, выполненных из бетона одного состава или с одинаковыми деформативными свойствами [имеется в виду модуль упругости $E_b(t_0)$ и мера ползучести $c(t, t_0)$], в крайнем случае при выполнении для элементов системы условия $(B^*/B)_{\max}/(B^*/B)_{\min} < 1,5$. Тогда при длительном действии внешних нагрузок, приложенных после постановки всех связей, внутренние усилия $M^*(t) = M(t)$, $N^*(t) = N(t)$, $Q^*(t) = Q(t)$, т. е. вычисляют путем решения мгновенно упругой задачи. Если при этом внешние нагрузки постоянны во времени, то полная относительная деформация $\epsilon^*(t) = \sigma(t_0) [1/E_b(t_0) + c(t, t_0)]$. При действии длительных вынужденных деформаций (от изменения температуры или влажности бетона, неравномерной осадки опор, изменения статической схемы и т. д.) деформации $\epsilon^*(t) = \epsilon(t)$, $\gamma^*(t) = \gamma(t)$. Если при этом вынужденные деформации стационарны, то усилия в системе $M^*(t) = M(t_0) H^*(t, t_0)$, $N^*(t) = N(t_0) H^*(t, t_0)$, $Q^*(t) = Q(t_0) H^*(t, t_0)$, где $H^*(t, t_0)$ — коэффициент затухания, учитывающий изменение усилий вследствие ползучести бетона, начиная с момента времени t_0 [55].

При расчете статически неопределимых конструкций, составленных из неоднородных элементов (см. выше), может быть использован метод сил или метод перемещений. Независимо от принятой теории ползучести общий вид системы канонических уравнений метода сил будет одинаков:

$$\sum_{j=1}^{j=n} \delta_{ij}^*(t) X_j^*(t) + \Delta_{ip}^*(t) + \Delta_{ie}^*(t) = 0; \quad i = 1 \dots n, \quad (6.39)$$

где n — количество лишних неизвестных; $\delta_{ij}^*(t)$, $\Delta_{ip}^*(t)$ и $\Delta_{ie}^*(t)$ — перемещения в направлении i -й лишней связи к моменту времени t , вызванные действием соответственно силы $X_j^*(t) = 1$, внешней нагрузки (от собственного веса элементов пролетного строения и сил предварительного напряжения) и вынужденных деформаций (от усадки бетона, изменения температуры, потерь напряжений в напрягаемой арматуре, регулирования усилий, изменения статической схемы при монтаже и др.).

Одним из самых простых, но часто достаточно приемлемым по точности является упомянутый ранее метод временного модуля деформации бетона, который позволяет решать задачу сразу в замкнутом виде, но на отдельные виды загрузений, так как каждому воздействию соответствует свой модуль. При этом единичные коэффициенты определяют по известным в строительной механике формулам Мора — Максвелла с заменой в них модуля упругости бетона E_b на временные

модули деформации $E_{bN}(t) = E_b/(1 \pm a_N \varphi_t)$ и $E_{bM}(t) = E_b/(1 \pm a_M \varphi_t)$ — при расчете конструкции на действие внешних сил или усилий предварительного напряжения; на модуль $E_{bs}(t) = E_b/(1 \pm 0,5\varphi_t)$ — при загрузении деформациями усадки бетона или потерь напряжений в арматуре; на временный модуль $E_{be}(t) = E_b \times \exp(-\varphi_t)$ — при регулировании усилий загрузением вынужденными деформациями. По значениям временных модулей $E_{bi}(t)$ должны быть подсчитаны коэффициенты приведения $n_i(t)$, а по ним приведенные характеристики сечения $A_{b,red}(t)$ и $I_{b,red}(t)$, используемые в формулах Мора—Максвелла. Для грузовых коэффициентов и для других случаев загрузения необходимые формулы можно найти в работе [3].

В расчетах с учетом трещинообразования допускается использовать способ усреднения усилий, при котором внутренние усилия, например моменты, необходимые для вычисления $B_k^*(t)$, на каждом q -м шаге итерационного процесса, принимают стационарными и равными $\bar{M}^*(q, t) = 0,5 [M(t_0) + M^*(q-1, t)]$.

В общем случае для расчетов с учетом изменения жесткостей и усилий во времени приходится применять шаговый метод с итерациями на каждом шаге. Подробные формулы и алгоритмы указанных расчетов даны в рекомендациях НИИЖБа [55].

ГЛАВА 7

ЧИСЛЕННЫЕ МЕТОДЫ РАСЧЕТА СЛОЖНЫХ МОСТОВЫХ КОНСТРУКЦИЙ И ИХ ЭЛЕМЕНТОВ

7.1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

К числу сложных условно отнесем рамные, арочные, вантовые и комбинированные системы мостов. В свою очередь, первые из них условно разделим на рамно-подвесные (рис. 7.1, а), рамно-консольные (рис. 7.1, б) и собственно рамные мосты (рис. 7.2).

Рамно-подвесные системы внешне статически определимы, и их расчет практически ничем не отличается от расчета балочно-консольных систем. На рис. 7.1, а приведены наиболее характерные линии влияния внутренних усилий. Рамно-консольные мосты статически неопределимы. Линии влияния некоторых усилий показаны на рис. 7.1, б. В таких системах ригели, как правило, имеют криволинейное, а опоры—ступенчатое сечение (рис. 7.1, в). Еще более сложными являются расчеты собственно рамных мостов (см. рис. 7.2, а—д), обладающих высокой степенью неопределимости и обычно многостадийностью расчетных схем для монтажной стадии работы. В еще боль-

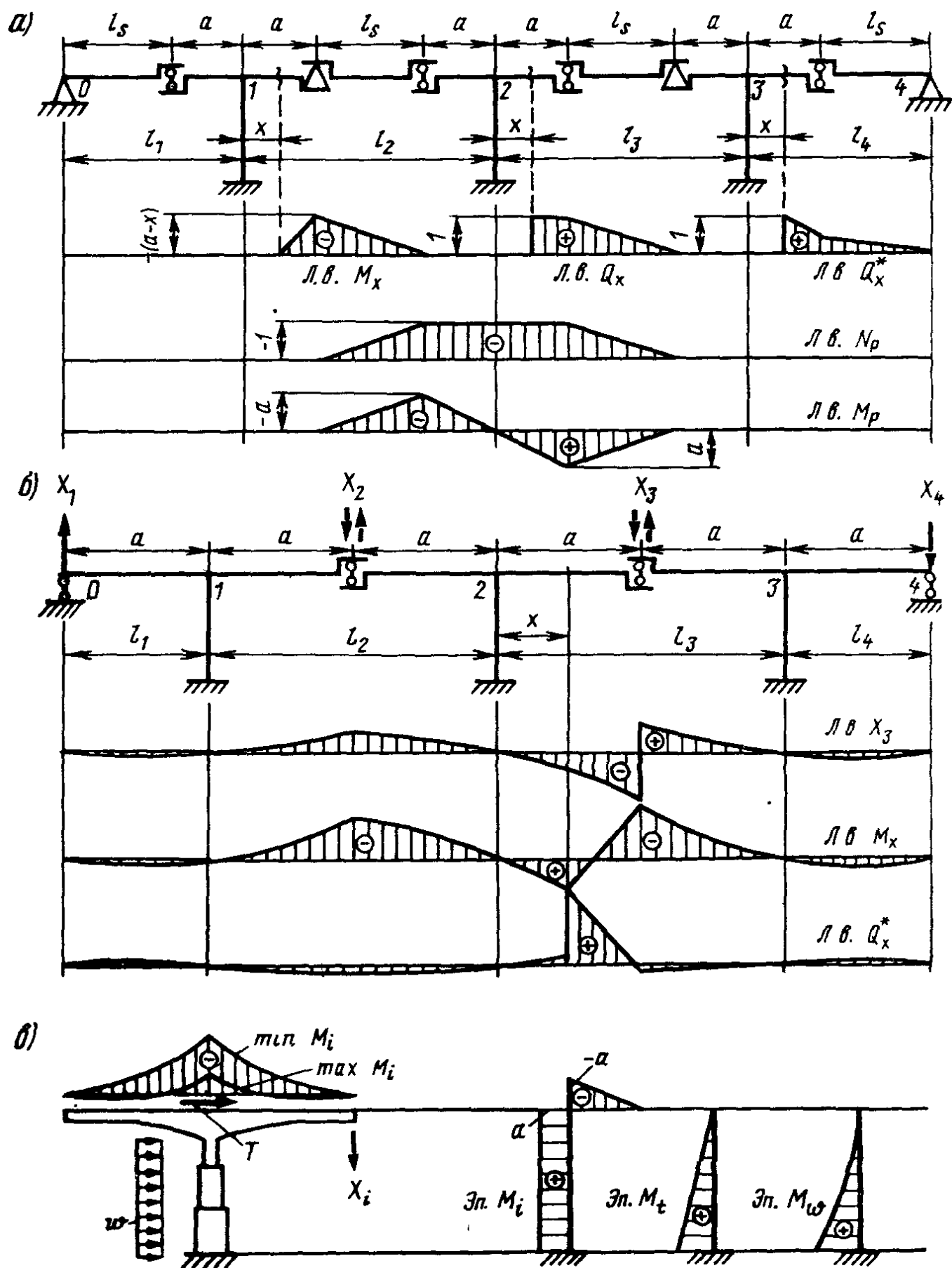


Рис. 7.1. Схемы для расчетов рамно-подвесных и рамно-консольных мостов

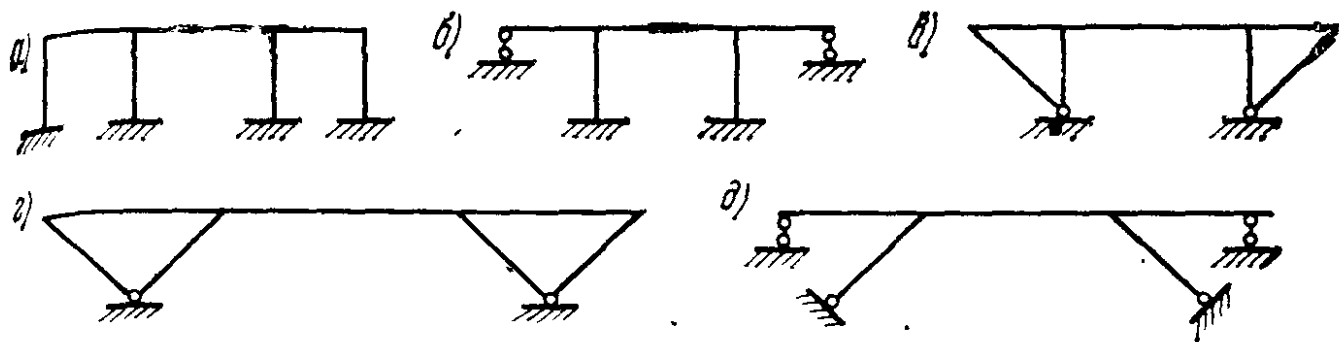


рис. 7 2. Основные применяемые схемы рамных мостов

ней мере это относится к арочным, вантовым и комбинированным системам мостов.

Для повышения эксплуатационной надежности и долговечности моста большое значение имеют уточненные расчеты как самой конструкции в целом (с учетом пространственной работы, геометрической, физической и конструктивной нелинейности, реологических свойств материалов, трещинообразования), так и отдельных ее элементов (с учетом местной передачи усилий, сложных форм сопряжения в стыках и узлах). Такие расчеты невозможны без широкого и эффективного применения ЭВМ.

Переход к расчетам на ЭВМ привел к пересмотру используемых подходов к решению задач. Вместо метода сил предпочтение отдают расчетам по методу перемещений, при которых легче формализовать практически все вычислительные операции, передав их ЭВМ. Как правило, составляют универсальные алгоритмы и программы, охватывающие большой класс задач. Применение ЭВМ привело к более широкому применению системного подхода в рассмотрении взаимосвязанных проблем работы сооружений, механики деформируемого твердого тела и вычислительной математики, расчетов в матричной форме, итерационных методов расчета, решению оптимизационных задач, к разработкам систем автоматизированного проектирования (САПР).

В отличие от аналитических математически точных расчетов под численными методами понимают решения, основанные на замене непрерывной функции дискретным множеством переменных, дифференцирования — вычислением разностей, интегрирования — суммированием.

2. ОСНОВНЫЕ ЧИСЛЕННЫЕ МЕТОДЫ, ИСПОЛЬЗУЕМЫЕ В РАСЧЕТАХ МОСТОВ

Наиболее известными и широко применяемыми являются три основных численных метода: конечных разностей, конечных элементов и граничных элементов (со многими их модификациями). Здесь отметим лишь основные особенности этих методов, область их применения, достоинства, недостатки и перспективы развития.

Метод конечных разностей (МКР). МКР является одним из первых и наиболее разработанных среди численных методов строительной механики и теории упругости. С математической точки зрения в МК область непрерывного изменения аргумента заменяется конечным (дискретным) множеством узлов (разностной сеткой) с одинаковым шагом h . При этом производные в исходных дифференциальных уравнениях или функциях в центральной точке i заменяют (аппроксимируют) разностными соотношениями с использованием дискретных значений функции в смежных узлах сетки, например, для функции $y = f(x)$:

$$\left. \begin{aligned} y'_i &\approx \operatorname{tg} \alpha_1 = (y_{i+1} - y_{i-1}) / (2h) \text{ (центральная, рис. 7.3, а); } \\ y'_i &= (y_i - y_{i-1}) / h \text{ (левая) или } y'_i = (y_{i+1} - y_i) / h \text{ (правая) } \\ &\text{разностная первая производная по } x); \\ y''_i &= (y_{i+1} - 2y_i + y_{i-1}) / h^2 \text{ и } y^{IV}_i = (y_{i+2} - 4y_{i+1} + 6y_i - \\ &- 4y_{i-1} + y_{i-2}) / h^4 \text{ (центральные разностные производные). } \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

Если функция $\varphi(x, y)$ зависит от двух аргументов x и y , то при ответственности нумерации узлов i и j имеем:

$$\frac{\partial^4 \varphi}{\partial x^2 \partial y^2} = (\varphi_{i+1,j+1} - 2\varphi_{i+1,j} + \varphi_{i+1,j-1} - 2\varphi_{i,j+1} + 4\varphi_{i,j} - 2\varphi_{i,j-1} + \varphi_{i-1,j+1} - 2\varphi_{i-1,j} + \varphi_{i-1,j-1}) / (h_x^2 h_y^2). \quad (7)$$

В качестве примера используем дифференциальное уравнение изогнутой оси балки $EI(x)y''(x) = M(x)$ для определения максимального прогиба в середине пролета балки переменного сечения от двух опорных моментов (рис. 7.3, б). Используя конечную разность для y''_i в точках $i = 1, 2, 3$ при $n = 8$ или $h = l/8$, получим систему из четырех линейных алгебраических уравнений:

$$\begin{aligned} EI(y_2 - 2y_1) &= M_0 h^2; \quad 1,5 EI(y_3 - 2y_2 + y_1) = M_0 h^2; \\ 2EI(y_4 - 2y_3 + y_2) &= M_0 h^2; \quad 2EI(2y_3 - 2y_4) = M_0 h^2, \end{aligned}$$

решив которую, найдем $y_4 = -0,0755 M_0 l^2 / EI$ (при расхождении с точным значением $y_4 = -0,0781 M_0 l^2 / EI$ на 3,33 %). Отметим, что при $n = 16$ погрешность оказалась бы равной 1,66 %, т. е. уменьшилась бы в два раза. Этот простой пример приведен для понимания идеи МКР.

МКР можно эффективно использовать в уточненных расчетах балок на местные напряжения от действия опорных реакций и усилий предварительного напряжения, балок пролетных строений на опорах, массивных опор на сосредоточенные усилия, передающие усилия на пролетных строениях (рис. 7.3, в). В таких случаях следует использовать известные аналитические зависимости для плоских (двухмерных) задач теории упругости. Если объемные силы постоянны или отсутствуют, то задача определения напряжений в сооружении сводится к решению уравнений Лапласа.

к интегрированию дифференциального бигармонического уравне-

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial^4 \varphi}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 \varphi}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 \varphi}{\partial y^4} &= 0 \text{ при} \\ \sigma_x &= \partial^2 \varphi / \partial y^2; \quad \sigma_y = \partial^2 \varphi / \partial x^2; \quad \tau_{xy} = -\partial^2 \varphi / (\partial x \partial y), \end{aligned} \right\} \quad (7.3)$$

— функция напряжений Эри, Н.

Подставив ранее приведенные разностные соотношения (7.1) и (7.2) в уравнения (7.3), нетрудно получить линейное алгебраическое уравнение для значения функции Эри в точке i (при $h_x = h_y$):

$$20\varphi_i = 8(\varphi_a + \varphi_b + \varphi_c + \varphi_d) - 2(\varphi_e + \varphi_f + \varphi_g + \varphi_h) - (\varphi_k + \varphi_l + \varphi_m + \varphi_n). \quad (7.4)$$

Применив уравнение (7.4) ко всем внутриконтурным точкам рассматриваемого сооружения (используя предварительно подсчитанные значения функций напряжений на контурных и в законтурных

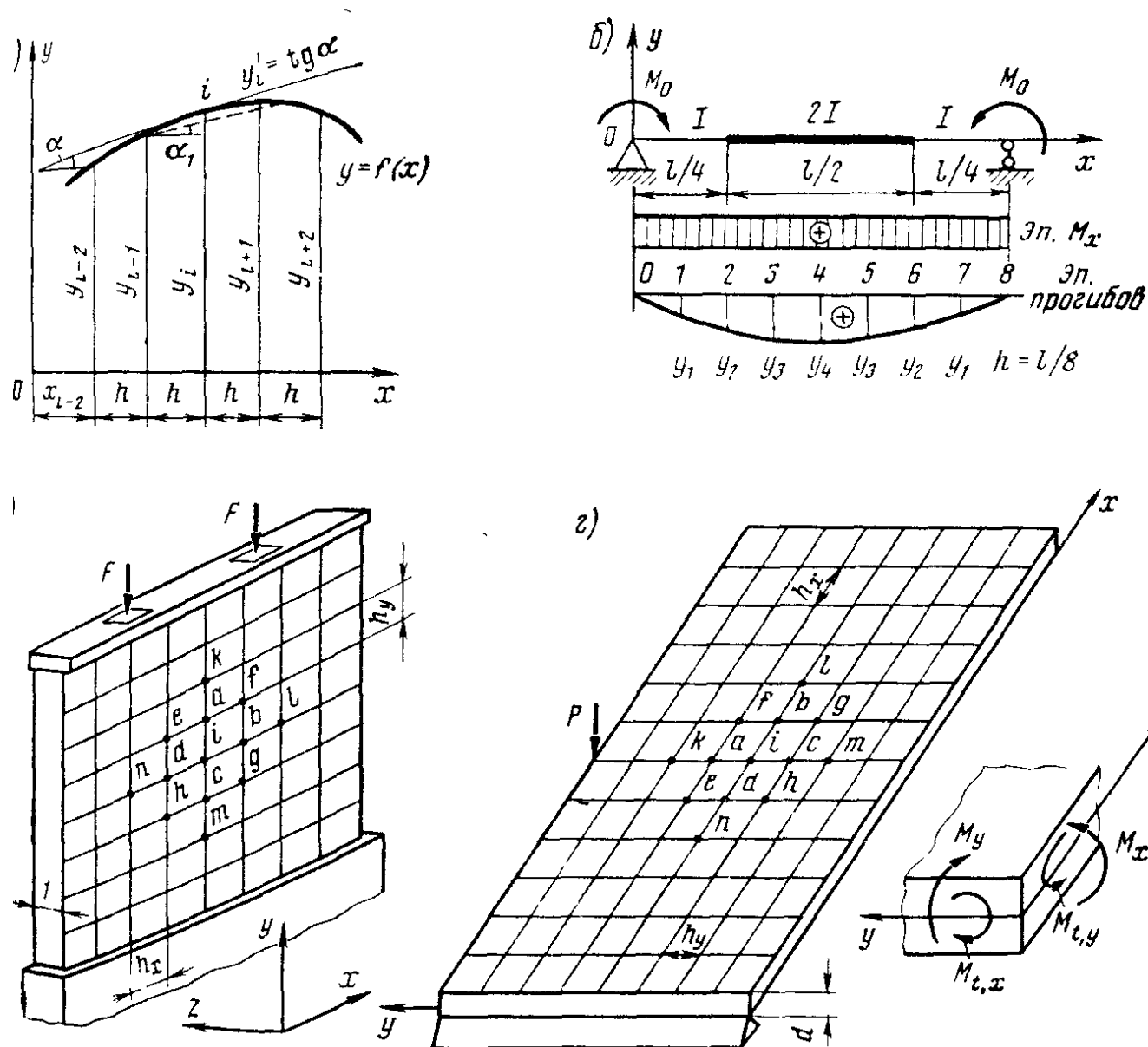


Рис 7.3. Примеры схем мостов, рассчитываемых методом конечных разностей.

узлах сетки, полученные по рамной аналогии [48]), составляют систему линейных алгебраических уравнений. Решение системы позволяет найти все необходимые значения φ_i , а по ним напряжения в любой узловой точке i :

$$\left. \begin{aligned} \sigma_x &= (\varphi_a - 2\varphi_i + \varphi_c)/h_y^2; \quad \sigma_y = (\varphi_b - 2\varphi_i + \varphi_d)/h_x^2; \\ \tau_{xy} &= -(\varphi_e - \varphi_f + \varphi_g - \varphi_h)/(4h_x h_y). \end{aligned} \right\} \quad (7.6)$$

С помощью МКР удобно рассчитывать также плиты проезжей части и плитные пролетные строения (рис. 7.3, з). При этом путь решения задачи практически такой же, но в качестве исходного используют дифференциальное уравнение Софи Жермен

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} &= -\frac{q}{D} \quad \text{при} \\ M_y &= -D (\partial^2 w / \partial x^2 + \nu \partial^2 w / \partial y^2); \quad M_x = -D (\partial^2 w / \partial y^2 + \nu \partial^2 w / \partial x^2); \\ M_{xy} = M_t &= -D (1 - \nu) \partial^2 w / (\partial x \partial y), \end{aligned} \right\} \quad (7.6)$$

где $w(x, y)$ — прогиб срединной поверхности плиты; $q(x, y)$ — внешняя поперечная распределенная нагрузка; $D = Ed^3/[12(1 - \nu^2)]$ — цилиндрическая жесткость плиты (пластины) толщиной d ; M_y и M_x — изгибающие моменты относительно осей y и x ; M_t — крутящий момент.

В дальнейшем можно воспользоваться уравнением (7.4), если в нем заменить φ на w и ввести в правую часть уравнения дополнительное слагаемое $q_i h^4/D$, где h — шаг сетки (при $h = h_x = h_y$). После решения системы алгебраических уравнений [48] можно найти

$$\left. \begin{aligned} M_y &= -D [(\varphi_b + \varphi_d) + \nu (\varphi_a + \varphi_c) - 2(1 + \nu) \varphi_i] / h^2; \\ M_x &= -D [(\varphi_a + \varphi_c) + \nu (\varphi_b + \varphi_d) - 2(1 + \nu) \varphi_i] / h^2; \\ M_{xy} &= -D (1 - \nu) [(\varphi_f + \varphi_h) - (\varphi_e + \varphi_g)] / (4h^2). \end{aligned} \right\} \quad (7.7)$$

МКР наиболее применим в расчетах стержневых систем из элементов переменного сечения, балок-стенок и тонких изгибаемых плит преимущественно прямоугольного очертания.

Однако в случае сложных нерегулярных систем с непрямолинейным контуром, в трехмерном напряженном состоянии недостатком метода становятся громоздкость вычислений, трудности составления уравнений для узлов около поверхностей тел. В современных условиях МКР заметно теряет свое самостоятельное значение, но идеи и приемы метода находят самое большое применение в других методах особенно в расчетах с учетом времени, изменения температуры и др.

Метод конечных элементов (МКЭ). Этот метод быстро завоевал признание благодаря ясному физическому смыслу, наглядности и доступности понимания идей метода в сочетании с открывшимися возможностями численной реализации метода на современных мощных ЭВМ.

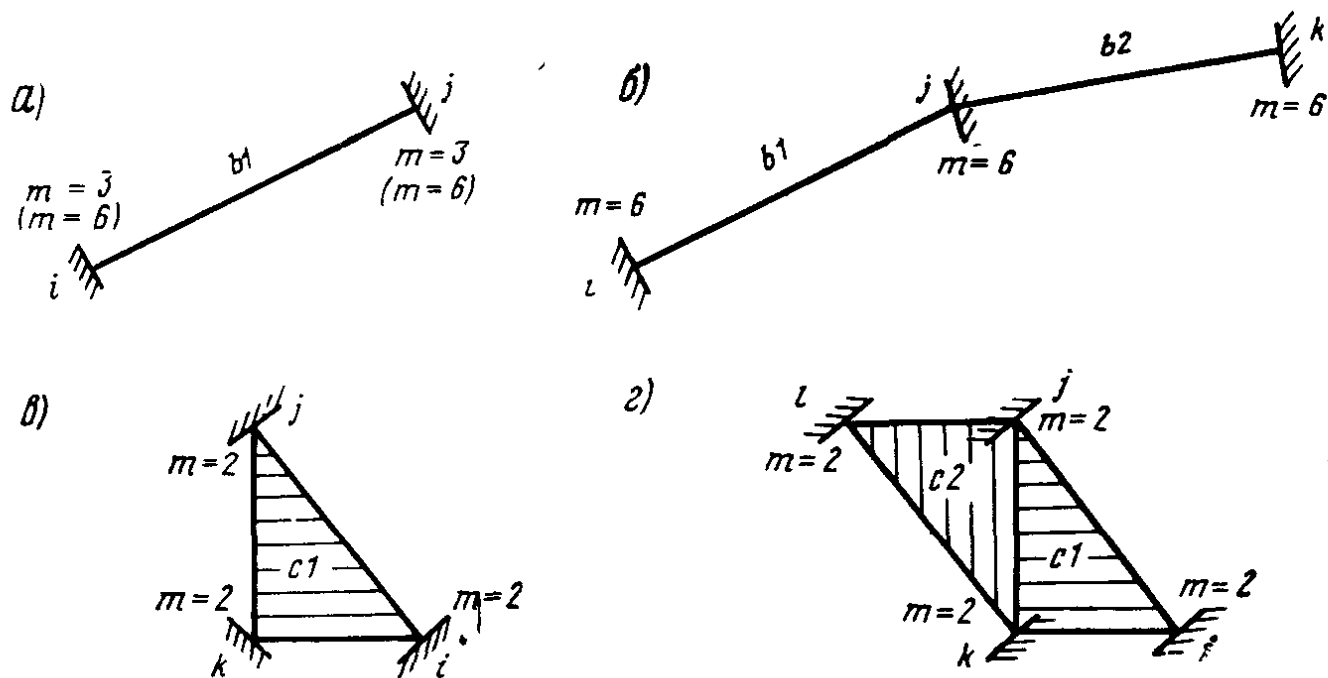


Рис. 7.4. Схемы для подсчета матриц жесткости

Теоретическое обоснование метода достаточно подробно изложено в работах [1, 8, 43]. Суть его сводится к замене исследуемой конструкции совокупностью плоских или пространственных элементов конечных размеров. Элементы между собой соединены только в узлах и имеют заданный закон распределения напряжений или перемещений. Обычно МКЭ используют в форме метода перемещений, тогда узловые перемещения принимают за основные неизвестные.

С инженерной точки зрения удобнее переходить к пониманию идеи МКЭ с помощью обычного метода перемещений для стержневых систем. Основную систему метода получают путем введения полных заделок во всех узлах рассчитываемой конструкции. Задача сводится к составлению и решению системы линейных алгебраических уравнений $[R]\{Z\} + \{R_p\} = 0$, где $[R]$ — матрица единичных коэффициентов метода перемещений, в которой каждый элемент r_{ij} представляет собой реакцию по направлению i от единичного кинематического воздействия (перемещения), направленного вдоль j ; $\{R_p\}$ и $\{Z\}$ — векторы реакций r_{ip} в заделках по направлению i от внешней нагрузки P и искомых перемещений z_i .

Рассмотрим одиночный прямолинейный стержень $b1$, имеющий двойную симметрию поперечного сечения и полное защемление двух своих узлов i и j (рис. 7.4, а). Тогда матрица реакций стержня

$$[r]_{b1} = \begin{bmatrix} r_{ii}^{b1} & r_{ij}^{b1} \\ r_{ji}^{b1} & r_{jj}^{b1} \end{bmatrix},$$

где r_{ij}^{b1} — матрица реакций порядка $m \times m$; m — количество степеней свободы в каждом узле стержня. При решении плоской задачи $m=3$, а пространственной задачи $m=6$.

Для конструкции, состоящей из двух стержней (рис. 7.4, б), общая матрица реакций

$$[R] = [r]_{b1} + [r]_{b2} = \begin{bmatrix} r_{ii}^{b1} & r_{ij}^{b1} & 0 \\ r_{ji}^{b1} & r_{jj}^{b1} + r_{jj}^{b2} & r_{jk}^{b2} \\ 0 & r_{kj}^{b2} & r_{kk}^{b2} \end{bmatrix}.$$

а в общем случае при количестве элементов N матрица $[R] = \sum_{i=1}^{k=N} [r]_{bi}$.

МКЭ для стержневых систем ничем не отличается от обычного метода перемещений. Различия имеются лишь в иных обозначениях и терминах. Вместо ранее приведенных наиболее употребительны формулы.

$$[K] \{q\} = \{F\}; \quad [K] = \sum_{i=1}^{i=N} [k]_{bi}; \quad [k]_{bi} = \begin{bmatrix} k_{ii}^{bi} & k_{ij}^{bi} \\ k_{ji}^{bi} & k_{jj}^{bi} \end{bmatrix}, \quad (7.8)$$

где $[K]$ — общая матрица жесткости всей конструкции; $\{q\}$ — вектор искомых перемещений; $\{F\}$ — вектор внешних узловых сил; $[k]_{bi}$ — матрица жесткости отдельного стержневого конечного элемента bi , имеющая порядок $2m \times 2m$.

Теперь представим, что при расчете, например, балки-стенки решено использовать плоские треугольные конечные элементы. В отличие от стержня каждый такой сплошной (континуальный) элемент имеет не два, а три узла (рис. 7.4, в), что приводит к небольшим изменениям внешнего вида матриц жесткости:

$$[K] \{q\} = \{F\}; \quad [K] = \sum_{i=1}^{i=N} [k]_{ci}; \quad [k]_{ci} = \begin{bmatrix} k_{ii}^{ci} & k_{ij}^{ci} & k_{ik}^{ci} \\ k_{ji}^{ci} & k_{jj}^{ci} & k_{jk}^{ci} \\ k_{ki}^{ci} & k_{kj}^{ci} & k_{kk}^{ci} \end{bmatrix}, \quad (7.9)$$

где $[k]_{ci}$ — матрица жесткости отдельного сплошного конечного элемента ci имеющая порядок $3m \times 3m$.

При решении плоской задачи теории упругости число степеней свободы в узле $m = 2$. Для четырехузлового конечного элемента порядок матрицы $[k]_{ci}$ повышается до $4m \times 4m$, но суть и процесс расчета остаются прежними, что очень удобно для организации вычислительного процесса и создания универсальных алгоритмов и программ. Если рассматривается конструкция из двух конечных элементов ci и

$c2$ (рис. 7.4, z), то общую матрицу $[K]$ можно получить по формуле

$$[K] = [k]_{c1} + [k]_{c2} = \begin{bmatrix} k_{ii}^{c1} & k_{ij}^{c1} & k_{ik}^{c1} & 0 \\ k_{ji}^{c1} & k_{jj}^{c1} + k_{jj}^{c2} & k_{jk}^{c1} + k_{jk}^{c2} & k_{jl}^{c2} \\ k_{ki}^{c1} & k_{kj}^{c1} + k_{kj}^{c2} & k_{kk}^{c1} + k_{kk}^{c2} & k_{kl}^{c2} \\ 0 & k_{lj}^{c2} & k_{lk}^{c2} & k_{ll}^{c2} \end{bmatrix} \quad (7.10)$$

Разработку матриц жесткости сложных конечных элементов осуществляют специалисты в области строительной механики, теории упругости и вычислительной математики. Инженеры-расчетчики пользуются, как правило, готовыми решениями, алгоритмами или программами, которые содержатся в библиотеках конечных элементов.

Здесь приведем лишь небольшую часть конечных элементов: плоских (рис. 7.5, a , b) и объемных (рис. 7.5, $в$, $г$), обычных с прямолинейными гранями (рис. 7.5, a , $в$) и изопараметрических с криволинейными гранями (см. рис. 7.5, b , $г$) при различном количестве узлов n и степеней свободы m в каждом узле. Библиотеки элементов обычно содержат также пластинчатые, плитные, оболочечные, осесимметричные и другие конечные элементы.

С помощью комбинации конечных элементов и с единых методологических позиций могут быть аппроксимированы и рассчитаны самые разнообразные по геометрии пространственные конструкции мостов с наиболее полным отражением специфических свойств железобетона под действием статических и динамических, кратковременных и длительных, силовых и температурных нагрузок.

Анализ опыта проектирования и строительства железобетонных мостов под железнодорожную нагрузку показал, что возможные ста-

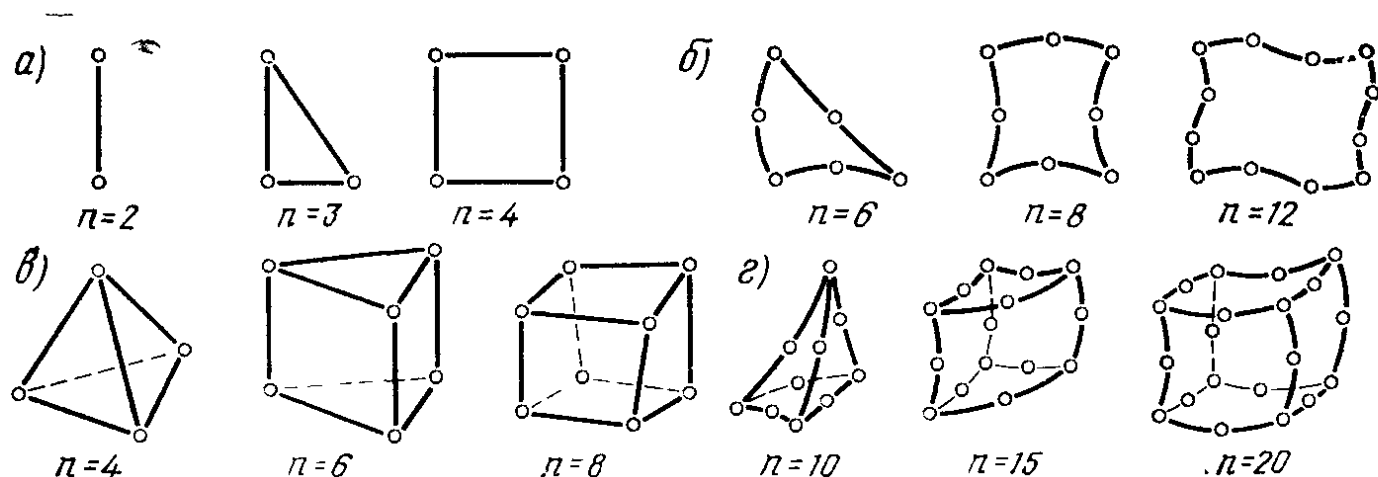


Рис. 7.5. Варианты наиболее употребляемых конечных элементов

тические схемы пролетных строений со средними пролетами (30... 70 м) весьма разнообразны как для езды поверху, так и для езды понизу. Благодаря применению МКЭ стержневых систем удалось в одной программе совершенно однообразно рассчитать мосты самых разнообразных систем при разных сочетаниях статических схем главных ферм и проезжей части с учетом многофункционального использования балок жесткости в качестве элементов проезжей части, главных ферм и связей между ними (на рис. 7.6 в скобках названы организации или страны, в которых запроектированы или осуществлены мосты). Таким образом, МКЭ оказался универсальным по отношению к принятым статическим схемам.

С использованием МКЭ было рассчитано балочное разрезное преднапряженное пролетное строение с пролетом 22,9 м (рис. 7.7, а). В расчетах учитывалась возможность проскальзывания мощных напругаемых арматурных пучков относительно бетона путем введения в расчетную схему специальных безразмерных контактных элементов, имеющих пониженную жесткость по сравнению с обычно принимаемой жесткостью бетона и арматуры.

По картинам изолиний главных сжимающих напряжений для стадии обжатия бетона (рис. 7.7, б) и стадии эксплуатации (рис. 7.7, в) можно судить о влиянии ребер жесткости, а по эпюрам напряжений σ_x в сечениях главной балки (рис. 7.7, г) — о применимости гипотезы плоских сечений [штриховые линии — при линейной связи $\sigma = f(\epsilon)$, а сплошные линии — при нелинейной зависимости $\sigma = f(\epsilon)$].

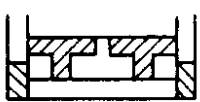
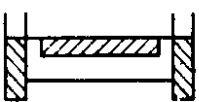
Схема главных ферм	Схема проезжей части			
				
	1	2	3	4
 I	I.1 (цниис)	I.2 (ниижт)	I.3 (япония)	I.4 (ниижт)
 II	II.1 (лиижт)	II.2	II.3	II.4
 III	III.1	III.2 (миит, гпи)	III.3 (Великобритания)	III.4
 IV	IV.1 (гтм)	IV.2	IV.3	IV.4
 V	V.1	V.2 (ниижт)	V.3 (Великобритания)	V.4 (миит)

Рис. 7.6. Схемы пролетных строений под железную дорогу, рассчитанных по МКЭ

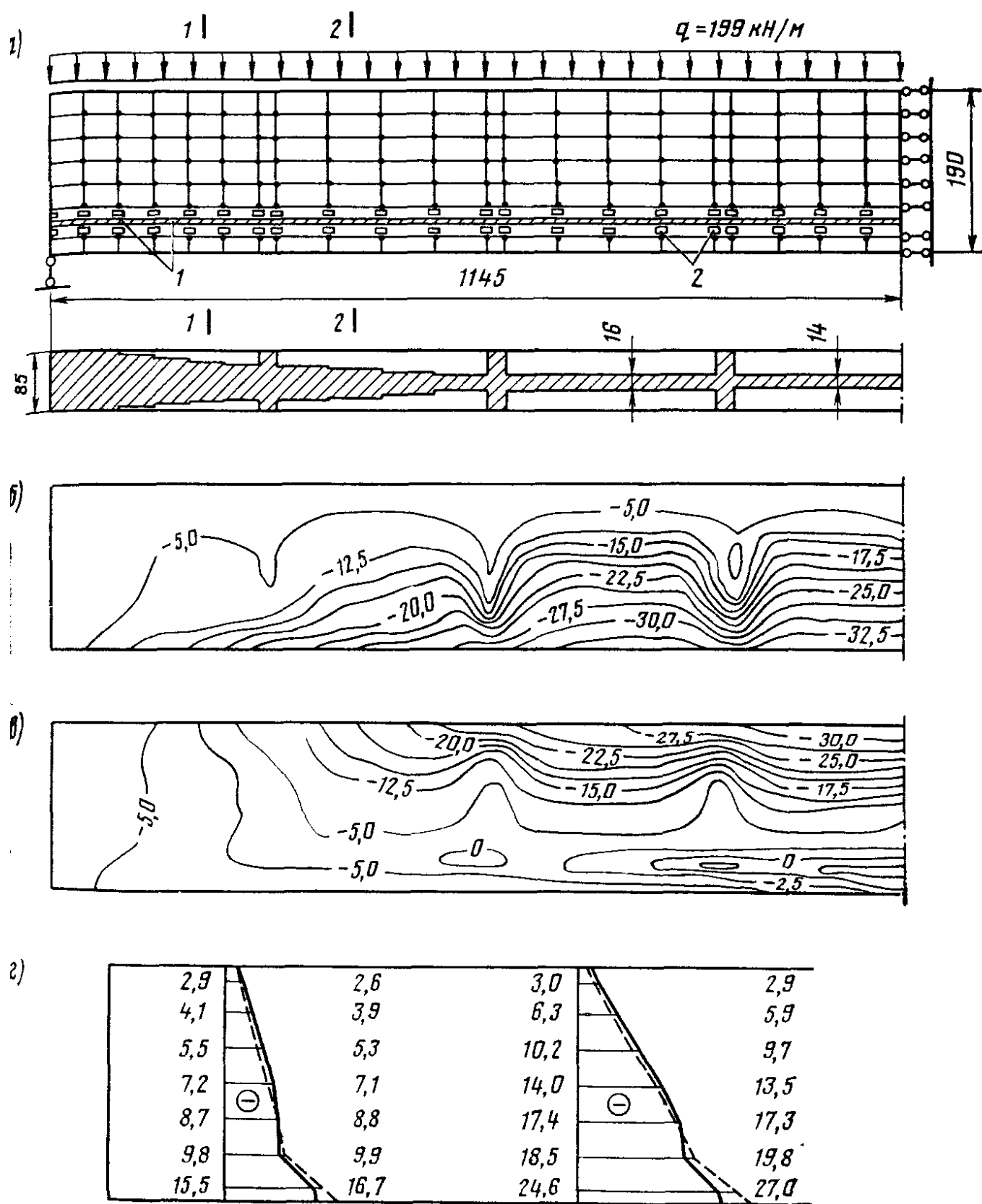


Рис. 7.7. Расчетная схема, изолинии и эпюры напряжений в плоской задаче МКЭ:

1 — пучки; 2 — контакты

Объемные 20-узловые изопараметрические конечные элементы были использованы в расчетах трех вариантов П-образных блоков проезжей части (ПЧ), усиленных дополнительными продольными ребрами (см. рис. 7.6, схема 1.2). Учитывая симметрию блока и его загружений, в расчетах рассматривалась лишь четвертая часть блока (рис. 7.8, а), связь которой с остальной конструкцией обеспечивалась соответствующим выбором граничных условий. Расчетная схема включала 64 конечных элемента, порядок общей матрицы жесткости был равен 1593, а ширина ленты 285.

Кроме обычного дисперсного армирования (сетками и каркасами), в каждом поперечном ребре учитывалось по три напрягаемых арматурных пучка П1, П2, П3 (рис. 7.8, б), а в каждом продольном ребре — по два отогнутых стержня С1 и по два прямых стержня С2 (рис. 7.8, в). Была получена матрица жесткости целого, единого блока ПЧ порядка $4 \cdot 6 = 24$.

Результаты расчетов по вертикальным перемещениям поперечных и продольных ребер блока ПЧ приведены на рис. 7.8, г, д.

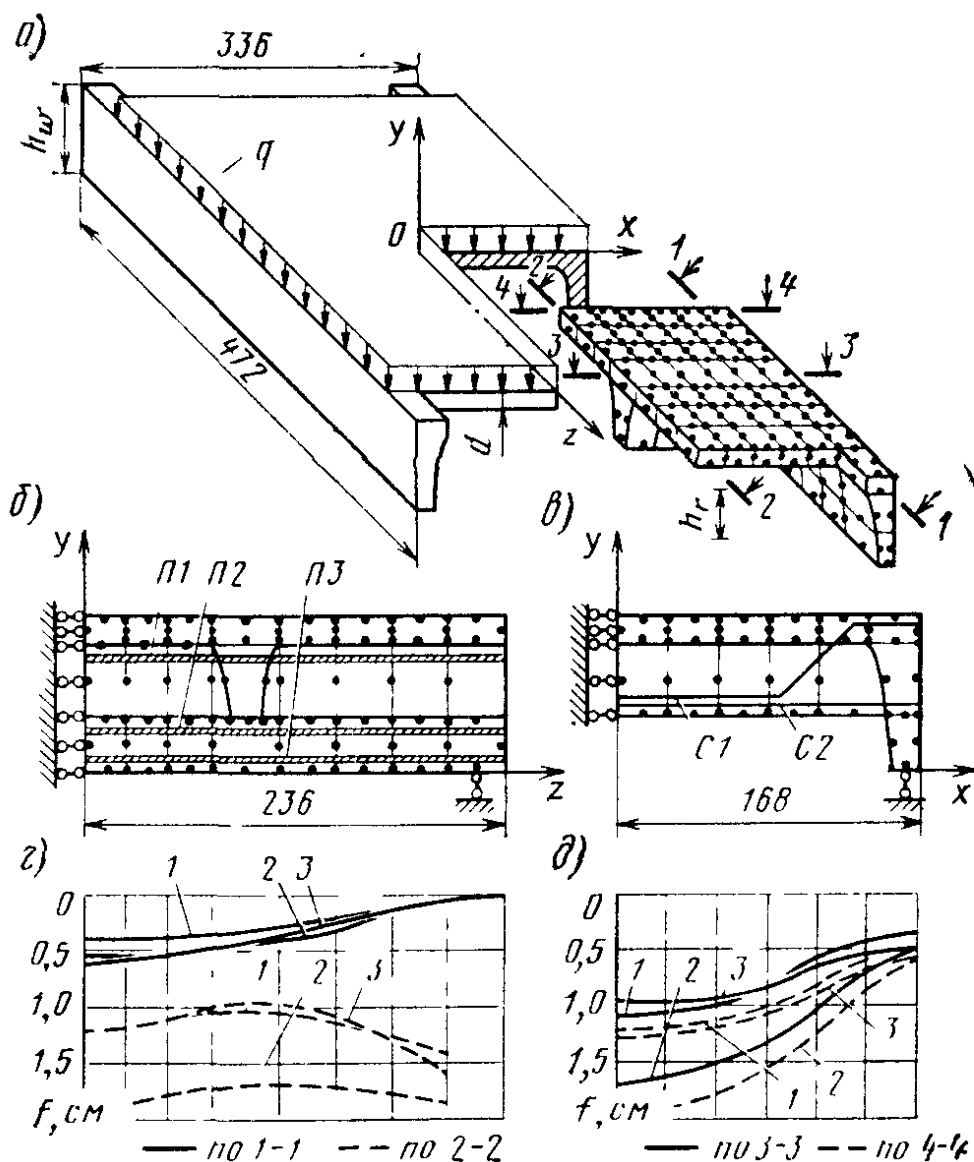


Рис. 7.8. Расчетная схема и эпюры прогибов в объемной задаче МКЭ

Метод суперэлементов (МСЭ) является разновидностью МКЭ и позволяет существенно понизить порядок общей матрицы жесткости, что часто бывает необходимым при решении большой задачи на ЭВМ с небольшим объемом памяти. Например, при пространственном расчете пролетного строения комбинированной системы с решетчатыми фермами длиной 63,0 м конструкции НИИЖТа (рис. 7.9, а) было рассмотрено четыре уровня суперэлементов. В качестве базового элемента e_1 (первого, низшего уровня) использован блок ПЧ с $4 \cdot 6 = 24$ степенями свободы, а базовых элементов e_2, e_3, e_4 — наиболее характерные участки блоков НП, каждый из которых имеет по $2 \times 7 = 14$ степеней свободы (имеется в виду для каждого конца элемента три линейных перемещения, три угла поворота и депланация узла) (рис. 7.9, д). Каждый суперэлемент $s_{2,i}$ второго уровня состоит из трех базовых элементов (рис. 7.9, е) и имеет $4 \cdot 7 = 28$ степеней свободы, а каждый суперэлемент $s_{3,i}$ третьего уровня включает в себя всю конструкцию проезда между узлами главных ферм при таких же 28 степенях свободы (рис. 7.9, в) или порталные раскосы с распоркой (рис. 7.9, б). Суперэлементом $s_{4,1}$ является целое балочное разрезное пролетное строение (которое может быть базовым, например, в расчете неразрезной конструкции).

Если бы задача решалась обычным МКЭ, то общая матрица жесткости имела бы 386-й порядок. При использовании МСЭ (с учетом симметрий нагрузки и конструкции) такая матрица имеет 85-й порядок. Однако в современных условиях по мере появления ЭВМ с большой памятью применение метода суперэлементов заметно сокращается.

Метод конечных полос (МКП) имеет относительно узкую область применения, его целесообразно применять в расчетах протяженных прямолинейных конструкций постоянного сечения, например балочных разрезных коробчатых пролетных строений мостов. При этом конструкцию разбивают на отдельные элементы только в поперечном направлении (рис. 7.10, а). Матрицу жесткости продольной конечной полосы длиной l , равной пролету балки, шириной b и толщиной h определяют так же, как и в МКЭ, но с учетом фундаментальных решений для условий работы полосы как в плоском напряженном состоянии, так и на изгиб [48].

На тех же исходных предпосылках основан так называемый полуаналитический МКЭ, или дискретно-континуальный метод (ДКМ) [11]. Для конструкций, вытянутых в одном направлении, МКП (или ДКМ) приводит к системе линейных уравнений в десятки раз более низкого порядка, чем в обычном МКЭ.

Метод перекрестных полос (МПП) основан на построении матрицы жесткости с использованием характеристик продольного изгибаемого стержня, с учетом сдвиговых деформаций и крутящих моментов, возникающих в поперечных стержнях (рис. 7.10, б).

В последние годы в нашей стране большое внимание уделяется разработке и использованию различных вариантов относительно нового многосеточного метода (МСМ), который обеспечивает наиболее

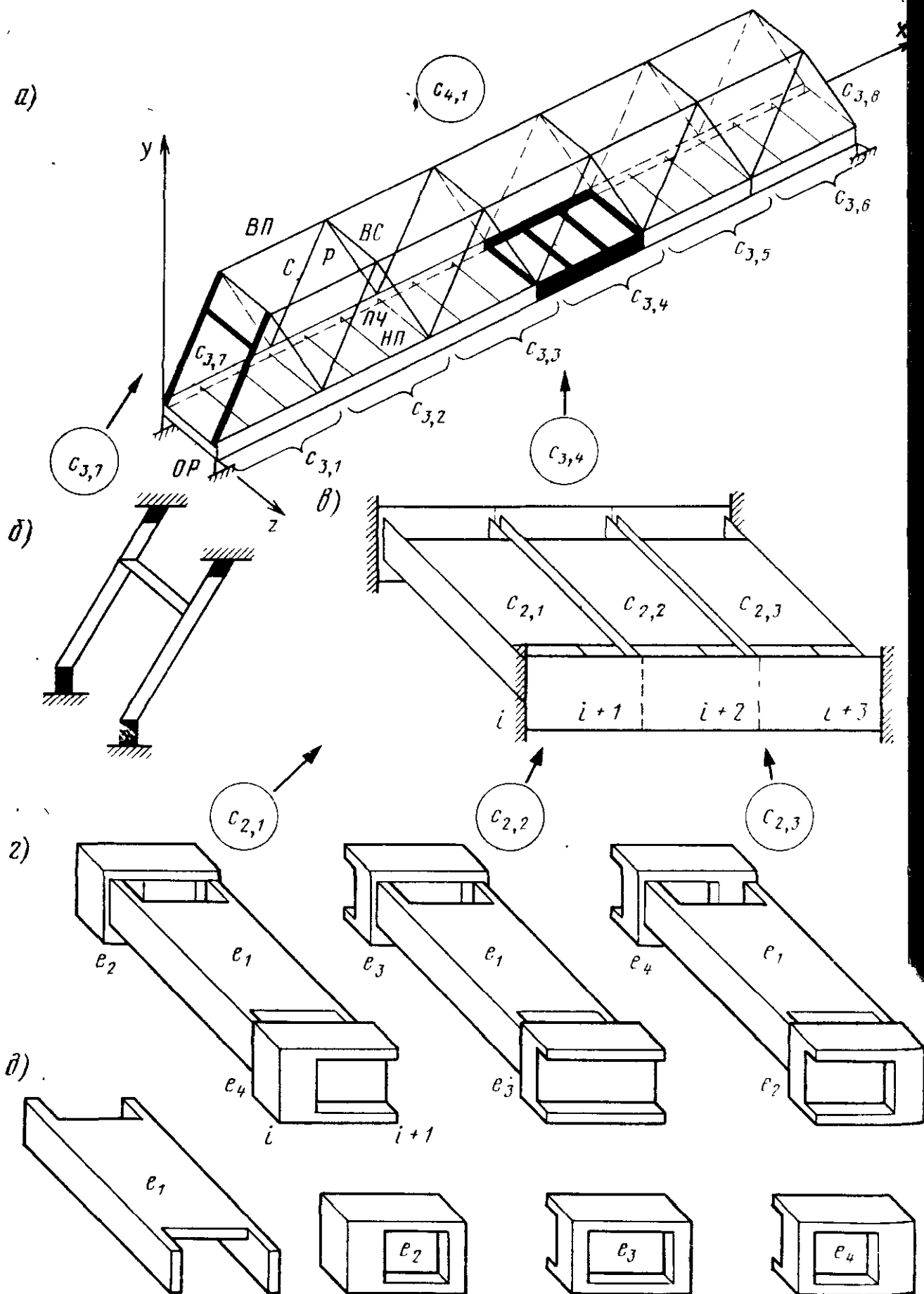


Рис. 7.9. Схемы к пространственному расчету МСЭ пролетного строения длиной 63 м

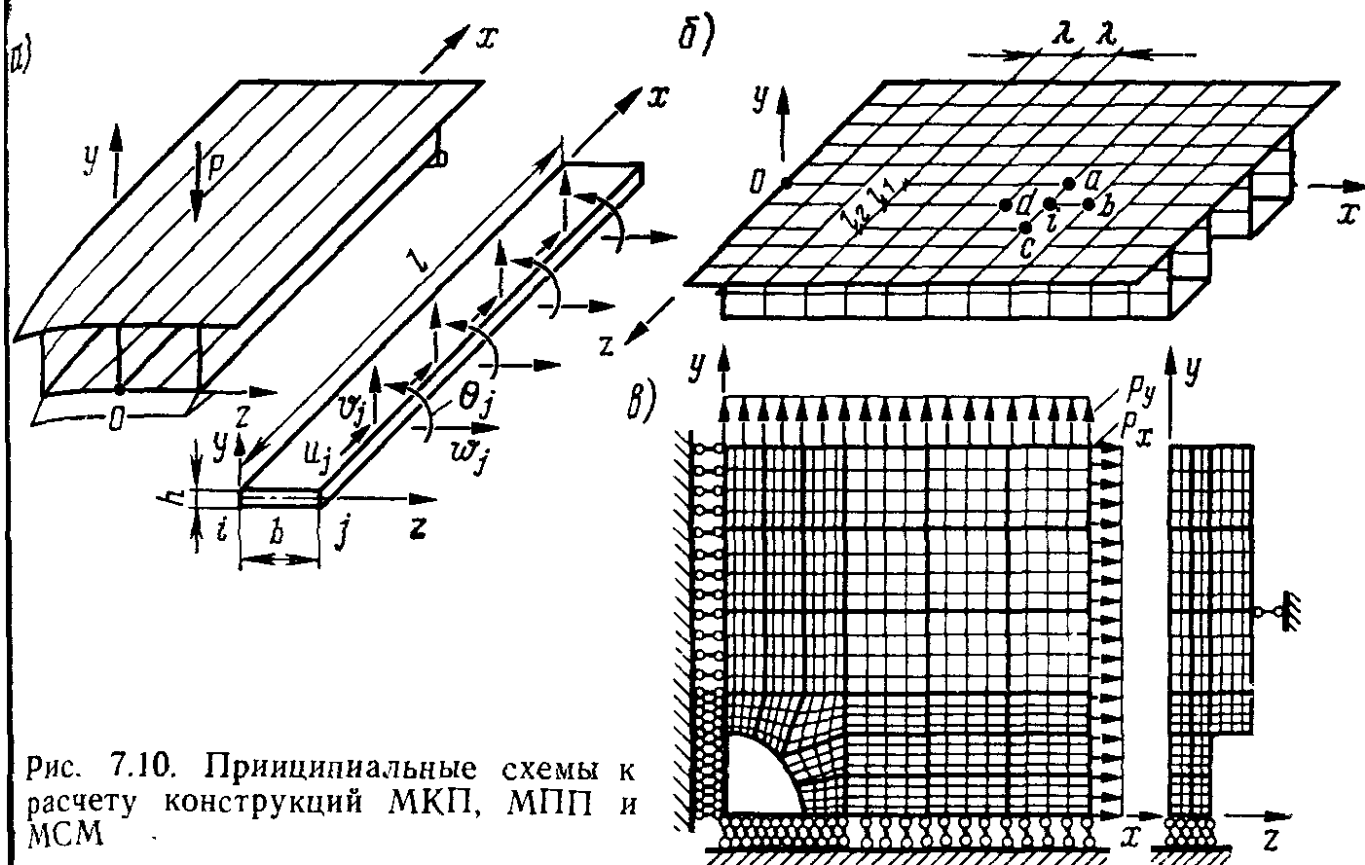
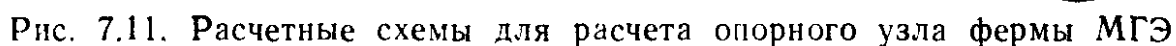


Рис. 7.10. Принципиальные схемы к расчету конструкций МКЭ, МПП и МММ

высокую эффективность вычислительного процесса. В этом методе решение задачи организуется на последовательности сеток (рис. 7.10, в): сначала на крупной сетке (толстые линии) делают расчет МКЭ при решении системы алгебраических уравнений прямым методом Гаусса или Холецкого, а затем на более мелкой сетке (тонкие линии) определяют поправку, обычно получаемую итерационным путем, которая вносится в предыдущее решение (без полного расчета новой системы). После достижения требуемой точности переходят на следующую сетку и т. д. [11].

В последние годы за рубежом интенсивно развивается иерархическая концепция метода конечных элементов (ИМКЭ), при использовании которой оценивается конкретная погрешность, возможная при исходной сетке разбивки конструкции, находится в автоматическом режиме наиболее эффективный путь улучшения решения за счет учащения сетки (h -улучшение) или повышения сложности конечных элементов (p -улучшение) в локальных зонах с большими градиентами напряжений. При этом полностью используется предшествующее решение.

Метод граничных элементов (МГЭ). Этот метод является одним из самых эффективных численных методов теории упругости и широко применяется в расчетах сплошных (континуальных) элементов строительных конструкций и мостов. Для расчетов по этому методу необходимо заранее знать соответствующие фундаментальные решения теории упругости по определению напряжений и перемещений в произвольной точке i от единичной силы, приложенной в точке j бесконеч-



В качестве примера рассмотрим ход расчета опорного узла мостовой железобетонной фермы (рис. 7.11). Если решать задачу в плоской постановке, то следует использовать фундаментальное решение для бесконечной плоскости. На рис. 7.11, а, б, например, $\bar{N}_{xi, \eta i}$ обозначает искомое внутреннее усилие, направленное вдоль оси x и действующее на площадке i от единичной силы $Y_j = 1$, направленной вдоль оси η и приложенной в точке j .

[illegible]

Решив систему уравнений, получаем все значения фиктивных сил X_i и Y_i , расположенных в бесконечной плоскости. Эти силы создают внутри условного контура упругой плоскости такое же напряженно-деформированное состояние, что и действительные нагрузки F_{ij} , приложенные к контуру реальной конструкции. В таком случае любое внутреннее усилие, например, N_{yk} в реальном узле можно получить по формуле

$$N_{yk} = \bar{N}_{yk, x1} X_1 + \bar{N}_{yk, x2} X_2 + \dots + \bar{N}_{yk, xn} X_n + \\ + \bar{N}_{yk, y1} Y_1 + \dots + \bar{N}_{yk, yn} Y_n. \quad (7.12)$$

Явным достоинством МГЭ является возможность существенного понижения порядка системы алгебраических уравнений по сравнению с МКЭ, так как в этих уравнениях не рассматриваются точки, расположенные внутри рассматриваемой области. Этот метод особенно эффективен в решении объемных задач расчета сплошных элементов конструкций [61].

7.3. ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ МКЭ В СТАТИЧЕСКИХ ЛИНЕЙНЫХ РАСЧЕТАХ НЕРЕГУЛЯРНЫХ СИСТЕМ

Представление мостовой конструкции в виде континуально-стержневой системы. Пролетные строения мостов больших пролетов (см. рис. 7.6) представляют собой сложные пространственные структуры, включающие прямолинейные и криволинейные, призматические и тонкостенные стержни, присоединяемые к сплошным узловым уширениям с различными эксцентриситетами. Эти обстоятельства приводят к необходимости рассмотрения двойной системы координат: общей x, y, z для всей конструкции и местной d, v, u для отдельных элементов (рис. 7.12).

Для расчета таких конструкций возможно два подхода. Если участки, расположенные между центрами узлов основной несущей конструкции, рассматривать как эквивалентные по жесткости стержни, то задача расчета сложной континуально-стержневой конструкции может быть сведена к классической форме МКЭ для расчета рамной стержневой системы. Для сборных конструкций можно отдельно учесть характеристики стыковых соединений (рис. 7.13).

Возможен и иной подход, при котором мостовую конструкцию представляют в виде континуально-стержневой системы, в которой участки с большими градиентами напряжений рассматривают расчлененными на ряд КЭ при сохранении на остальной, большей части пролета целых балок, стержней или арок (рис. 7.14, а—г).

В таком случае необходимо выделение трех подобластей в конструкции пролетного строения: стержневой Ω_b , континуальной Ω_c и контактной Ω_{bc} между ними. Например, при исследовании работы конст-

Рис. 7 12 Общая и местная системы координат для элементов пролетного строения.

1 5 — места примыкания ребер блоков проезжей части

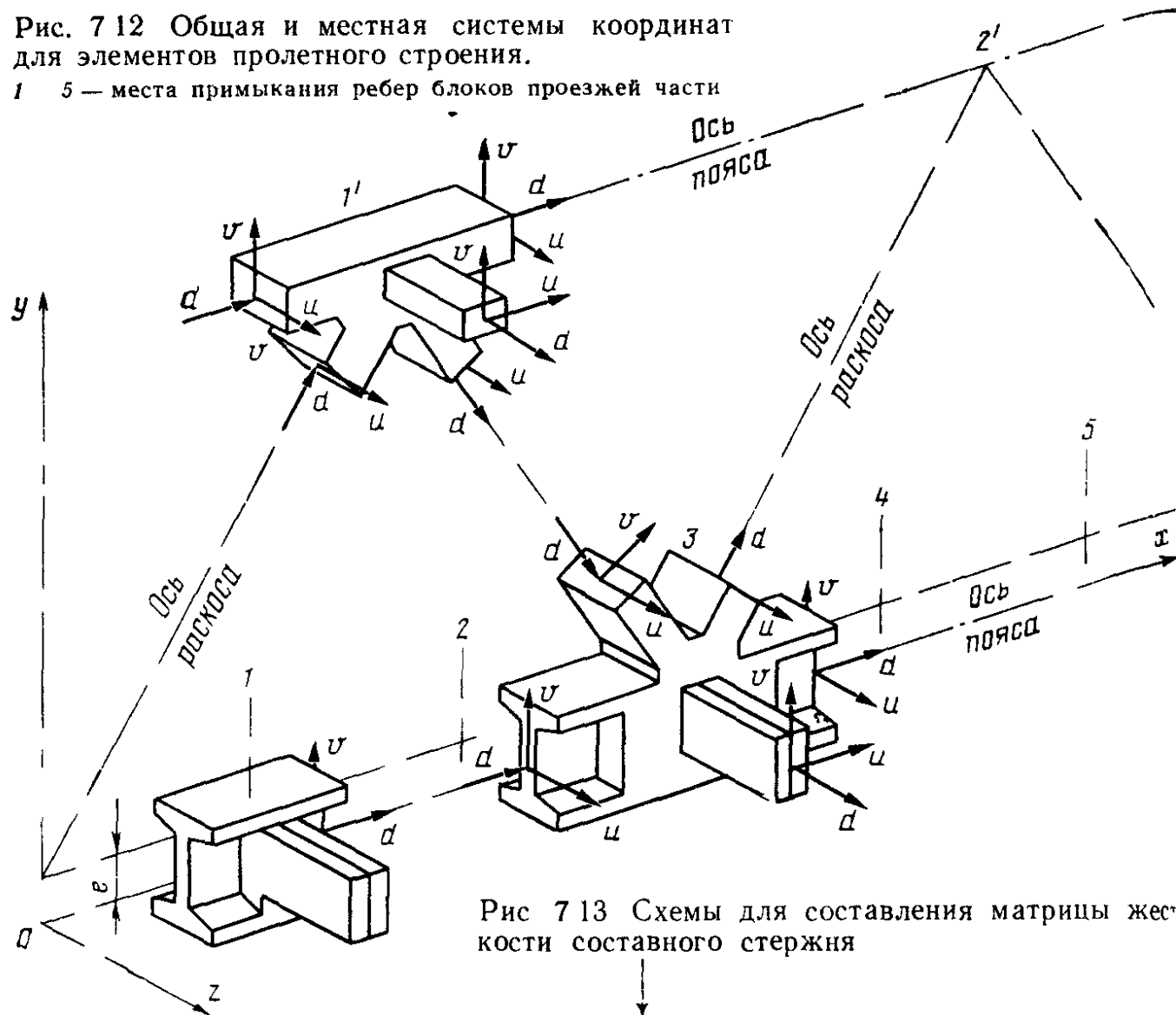
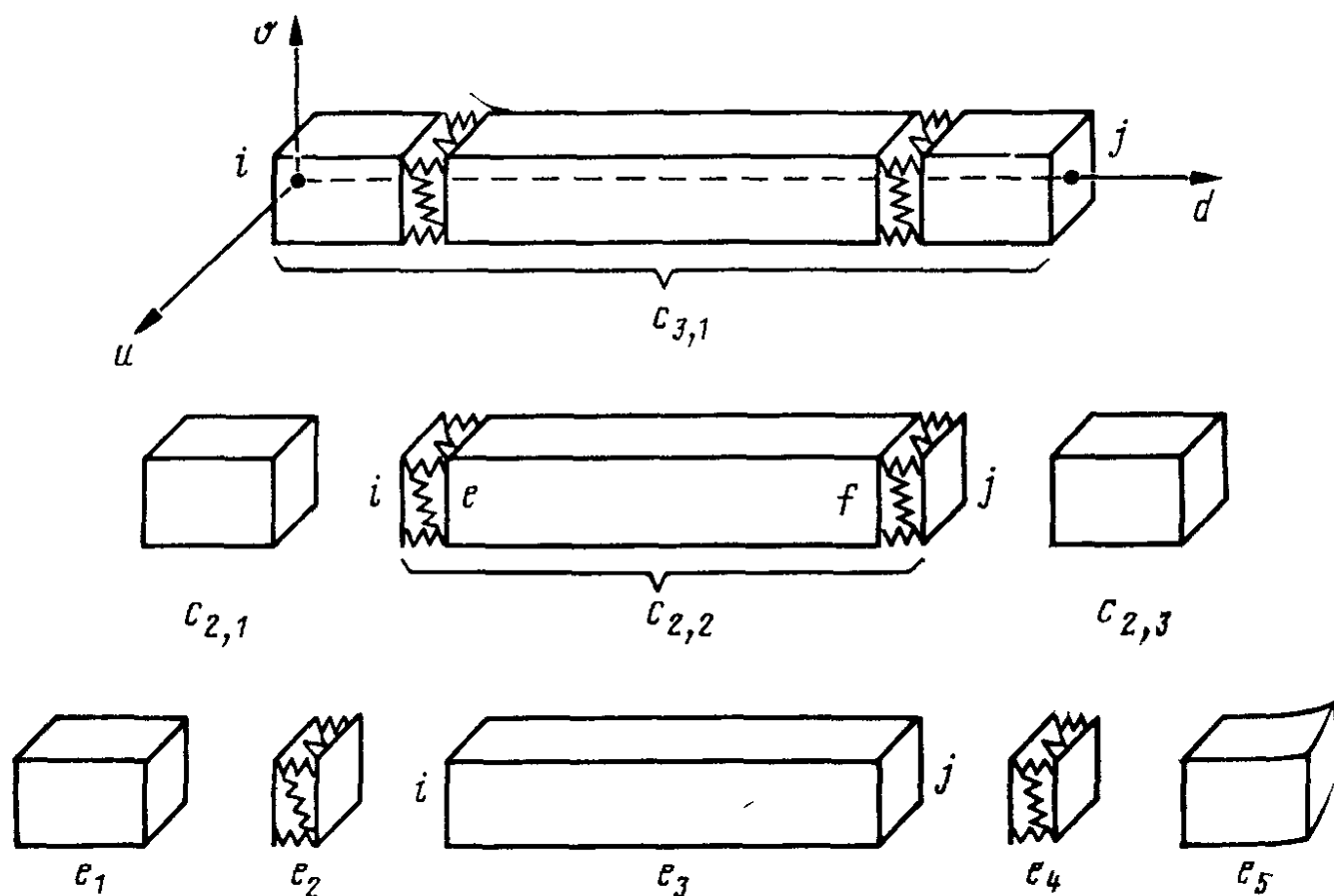


Рис 7 13 Схемы для составления матрицы жесткости составного стержня



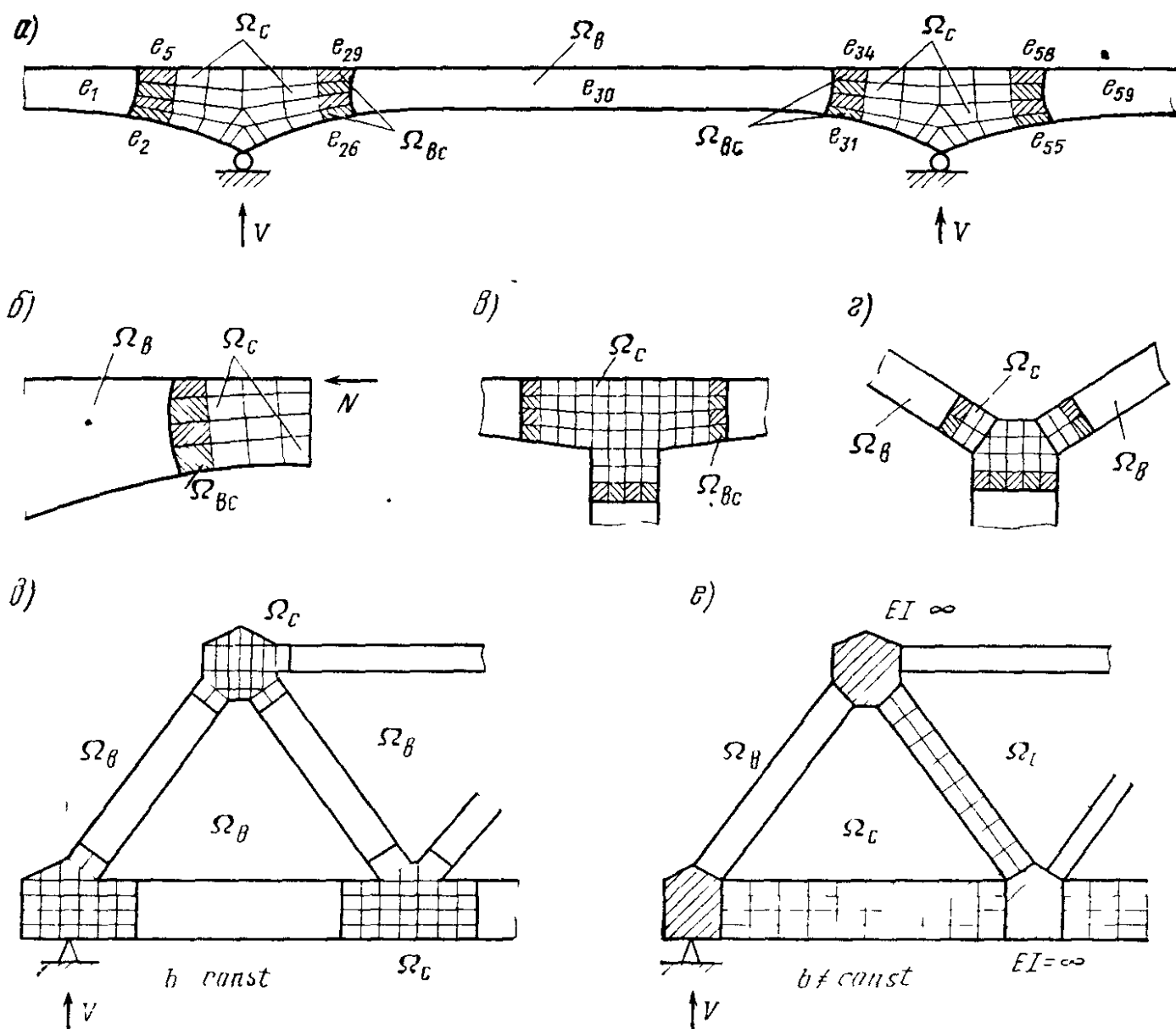


Рис 7.14 Возможные варианты разбивки конструкций на подобласти

рукции в упругой постановке удобно осуществить разбивку на подобласти в соответствии с рис 7.14, д, а при желании выяснить состояние сооружения с учетом образования трещин в растянутых элементах или зонах -- по рис. 7.14, е.

Матричные соотношения для расчетов стержневых элементов. Обычно в пространственных расчетах каждому концу КЭ обеспечивается шесть степеней свободы (три перемещения и три угла поворота). Однако в пролетных строениях часто используют тонкостенные железобетонные стержни со сложным двутавровым, Н- или П-образным поперечным сечением. В таком случае необходим учет еще одной степени свободы — деформации сечения. Для ориентирования элемента конструкции в пространстве используют матрицу направляющих косинусов:

$$[C] = \begin{bmatrix} c_{11} & c_{12} & c_{13} \\ c_{21} & c_{22} & c_{23} \\ c_{31} & c_{32} & c_{33} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \cos(d, x) & \cos(d, y) & \cos(d, z) \\ \cos(v, x) & \cos(v, y) & \cos(v, z) \\ \cos(u, x) & \cos(u, y) & \cos(u, z) \end{bmatrix}. \quad (7.13)$$

Система обозначений для перемещений (линейных, угловых и деформации), а также для узловых реактивных усилий (сил, моментов и бимоментов) дана в табл. 7.1. В процессе расчетов особенно удобно использовать векторную форму представления перемещений и усилий. При этом вектор угла поворота, реактивного изгибающего или крутящего момента принимают направленным перпендикулярно плоскости их действия так, что при взгляде с острия вектора поворот или момент действуют по часовой стрелке. При взгляде с острия вектора деформации или реактивного бимомента поворот ближайшей грани (верхней полки) элемента осуществляется также по часовой стрелке. Любой вектор считают положительным, если его направление совпадает с положительным направлением соответствующей оси координат.

Под выражением $-R_{ij}^{nm}$ будем понимать реакцию в узле i от единичного кинематического воздействия n , приложенного в узле j (для элемента m). Внутренние бимоменты B_ω , изгибающие моменты M_u , M_v , действующие относительно осей u и v , поперечные силы Q_u , Q_v , направленные вдоль осей u и v , считают положительными, если у узла i , совмещенного с началом местной системы координат, они вызываются

Таблица 7.1

Вид воздействия	Система координат		Графическое изображение
	общая	местная	
Линейное перемещение:			
вдоль оси x (или d)	x	d	
» » y (или v)	y	v	
» » z (или u)	z	u	
Угловое перемещение:			
относительно оси x (d)	θ	φ	
» » y (v)	φ	ω	
» » z (u)	ψ	ζ	
Деформация узла	ϑ	κ	
Реактивная сила:			
вдоль оси x (или d)	X	D	
» » y (или v)	Y	V	
» » z (или u)	Z	U	
Реактивный момент:			
относительно оси x (d)	K	L	
» » y (v)	T	W	
» » z (u)	H	M	
Реактивный бимомент	B	S	

положительными опорными реакциями S_i, M_i, W_i, U_i, V_i . Для внутренних растягивающих продольных усилий в стержне N принят знак «плюс», а для сжимающих — «минус». Внутренний полный крутящий момент M_i принят положительным, если он вызывается отрицательным реактивным моментом L_i . На рис. 7.15 показаны направления векторов опорных реакций и очертания эпюр внутренних усилий от единичных кинематических воздействий, приложенных к узлу i при абсолютно жестком закреплении опорных сечений на все перемещения, кроме рассматриваемого.

Примем для стержня в местной системе координат векторы-столбцы для узловых перемещений $\{q\}$ и для узловых реакций $\{R\}$, тогда

$$\begin{aligned} \{q\}^T &= \{d_i, v_i, u_i, e_i, \omega_i, \xi_i, \chi_i, d_j, v_j, u_j, e_j, \omega_j, \xi_j, \chi_j\}^T; \\ \{R\}^T &= \{D_i, V_i, U_i, L_i, W_i, M_i, S_i, D_j, V_j, U_j, L_j, W_j, M_j, S_j\}^T. \end{aligned} \quad (7.14)$$

Тогда для подсчета матрицы жесткости (МЖ) стержня $[k]_{bm}$ можно использовать одну из формул (7.8), в которой блочная матрица например,

$$[k]_{ij}^{bm} = \begin{bmatrix} \bar{D}_{ii}^{dm} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \bar{V}_{ij}^{vm} & 0 & 0 & 0 & \bar{V}_{ij}^{\xi m} & 0 \\ 0 & 0 & \bar{U}_{ij}^{um} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \bar{L}_{ii}^{em} & 0 & 0 & \bar{L}_{ii}^{\chi m} \\ 0 & 0 & \bar{W}_{ij}^{\omega m} & 0 & \bar{W}_{ij}^{\omega m} & 0 & 0 \\ 0 & \bar{M}_{ij}^{\xi m} & 0 & 0 & 0 & \bar{M}_{ii}^{\xi m} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \bar{S}_{ij}^{em} & 0 & 0 & \bar{S}_{ii}^{\chi m} \end{bmatrix}. \quad (7.15)$$

Все реакции, составляющие МЖ конечного элемента в виде прямолинейного призматического стержня можно найти по формулам:

$$\begin{aligned} \bar{D}_{ii}^{dm} &= \bar{D}_{jj}^{dm} = -\bar{D}_{ij}^{dm} = -\bar{D}_{ji}^{dm} = E_b^m A_{b, red}^m / l_m; \\ \bar{V}_{ii}^{vm} &= \bar{V}_{jj}^{vm} = -\bar{V}_{ij}^{vm} = -\bar{V}_{ji}^{vm} = 12 E_b^m I_{u, red}^m / [l_m (l_m^2 + k_v^m)]; \\ \bar{U}_{ii}^{um} &= \bar{U}_{jj}^{um} = -\bar{U}_{ij}^{um} = -\bar{U}_{ji}^{um} = 12 E_b^m I_{v, red}^m / [l_m (l_m^2 + k_u^m)]; \\ \bar{L}_{ii}^{em} &= \bar{L}_{jj}^{em} = -\bar{L}_{ij}^{em} = -\bar{L}_{ji}^{em} = G_b^m I_{d, red}^m \lambda_m; \\ \bar{W}_{ii}^{\omega m} &= \bar{W}_{jj}^{\omega m} = E_b^m I_{v, red}^m (4l_m^2 + k_u^m) / [l_m (l_m^2 + k_u^m)]; \\ \bar{W}_{ij}^{\omega m} &= \bar{W}_{ji}^{\omega m} = E_b^m I_{v, red}^m (2l_m^2 - k_u^m) / [l_m (l_m^2 + k_u^m)]; \\ \bar{M}_{ii}^{\xi m} &= \bar{M}_{jj}^{\xi m} = E_b^m I_{u, red}^m (4l_m^2 + k_v^m) / [l_m (l_m^2 + k_v^m)]; \\ \bar{M}_{ij}^{\xi m} &= \bar{M}_{ji}^{\xi m} = E_b^m I_{u, red}^m (2l_m^2 - k_v^m) / [l_m (l_m^2 + k_v^m)]; \\ \bar{S}_{ii}^{\chi m} &= \bar{S}_{jj}^{\chi m} = G_b^m I_{d, red}^m \mu_m; \quad \bar{S}_{ij}^{\chi m} = \bar{S}_{ji}^{\chi m} = G_b^m I_{d, red}^m \gamma_m; \end{aligned} \quad (7.16)$$

$$\begin{aligned}
-\bar{M}_{ii}^{um} &= -\bar{M}_{ji}^{um} = \bar{M}_{ij}^{um} = \bar{M}_{jj}^{um} = -\bar{V}_{ii}^{\epsilon m} = \bar{V}_{ji}^{\epsilon m} = -\bar{V}_{ij}^{\epsilon m} = \\
&= \bar{V}_{jj}^{\epsilon m} = 6E_b^m I_{u, red}^m / (l_m^2 + k_v^m); \\
\bar{W}_{ii}^{um} &= \bar{W}_{ji}^{um} = -\bar{W}_{ij}^{um} = -\bar{W}_{jj}^{um} = \bar{U}_{ii}^{\omega m} = -\bar{U}_{ji}^{\omega m} = \bar{U}_{ij}^{\omega m} = \\
&= -\bar{U}_{jj}^{\omega m} = 6E_b^m I_{v, red}^m / (l_m^2 + k_u^m); \\
-\bar{S}_{ii}^{\epsilon m} &= -\bar{S}_{ji}^{\epsilon m} = \bar{S}_{ij}^{\epsilon m} = \bar{S}_{jj}^{\epsilon m} = -\bar{L}_{ii}^{\chi m} = \bar{L}_{ji}^{\chi m} = -\bar{L}_{ij}^{\chi m} = \\
&= \bar{L}_{jj}^{\chi m} = G_b^m I_{d, red}^m \alpha_m.
\end{aligned}$$

В приведенных формулах E_b^m и $G_b^m = E_b^m / [2(1 + \nu)]$ — модуль упругости и модуль сдвига для бетона стержневого элемента длиной l_m ; ν — коэффициент Пуассона; $A_{b, red}^m$, $I_{u, red}^m$, $I_{v, red}^m$ — приведенные площадь и моменты инерции поперечного сечения элемента e_m относительно осей u и v (см. гл. 2); $I_{d, red}^m$ — приведенный (с учетом армирования) момент инерции чистого кручения стержня относительно продольной оси d [64].

В общем случае при поперечном изгибе относительно коротких стержней необходим учет влияния сдвиговых деформаций. В таком случае деформации сдвига, например, в направлении оси v можно учесть с помощью введения в формулы (7.16) величин:

$$\begin{aligned}
k_v^m &= 24(1 + \nu) C_{v, red}^m / I_{u, red}^m; \\
C_{v, red}^m &= C_{vb}^m + C_{vs}^m = 2 \left\{ \int_0^{0.5h_m} \frac{[S_{ub}^m(v)]^2}{b_{ub}^m(v)} dv + \sum_{i=1}^{r_m} \frac{(n_i a_i)^3 v_{si}^2}{(b_{si}^m)^2} \right\} \quad (7.17)
\end{aligned}$$

где h_m — высота сечения призматического элемента e_m ; $S_{ub}^m(v)$ — функция статического момента отсеченной части площади чисто бетонного сечения элемента относительно оси u ; $b_{ub}^m(v)$ — функция ширины поперечного сечения элемента на уровне координаты v ; r_m — общее количество арматурных стержней в сечении элемента e_m ; n_i — коэффициент приведения арматуры к бетону по сжатию; v_{si} — координата места расположения арматурного пучка или стержня площадью a_i ; b_{si}^m — ширина элемента в месте расположения пучка или стержня.

При расчете на кручение сплошного призматического элемента влияние деформаций сдвига относительно невелико и им обычно пренебрегают. Тогда необходимые значения α_m , λ_m , γ_m , μ_m можно подсчитать по формулам работы [12] или формулам (7.18) при $r_m = 1$.

В пролетных строениях часто используют жесткие на изгиб пояса (балки жесткости) двутаврового поперечного сечения с тонкими стенками и полками при малых расстояниях между узловыми сопряжениями элементов. Приведем без выводов готовые формулы для прямолинейных

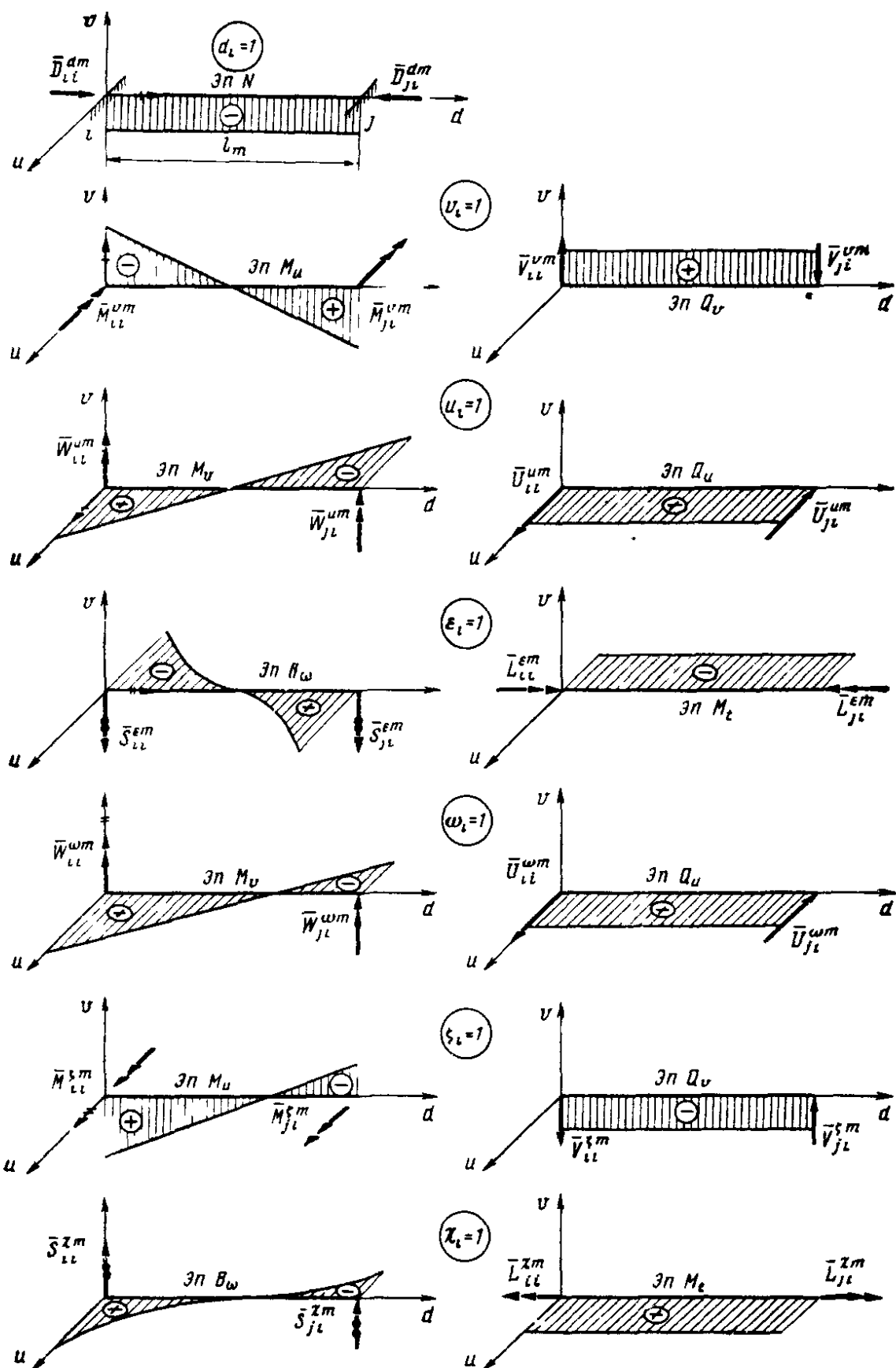


Рис. 7.15. Опорные реакции и эпюры внутренних усилий в одиночном стержне

сейного тонкостенного элемента симметричного поперечного сечения и учетом сдвигов срединной поверхности:

$$\left. \begin{aligned} \alpha_m &= (\operatorname{ch} k_{0m} l_m - 1) / A_m; \quad \lambda_m = (r_m k_{0m} \operatorname{sh} k_{0m} l_m) / A_m; \\ \gamma_m &= (\operatorname{sh} k_{0m} l_m - r_m k_{0m} l_m) / (r_m k_{0m} A_m); \\ \mu_m &= (r_m k_{0m} l_m \operatorname{ch} k_{0m} l_m - \operatorname{sh} k_{0m} l_m) / (r_m k_{0m} A_m), \end{aligned} \right\} \quad (7.18)$$

где

$$\begin{aligned} A_m &= r_m k_{0m} l_m \operatorname{sh} k_{0m} l_m - 2 (\operatorname{ch} k_{0m} l_m - 1); \\ r_m &= 1 - 2k_m^2 (1 + \nu) S_{\omega\omega}^m / I_{\omega, red}^m; \\ k_{0m} &= k_m / \sqrt{r_m}; \quad k_m = \sqrt{G_b^m I_{d, red}^m / E_b^m I_{\omega, red}^m}; \end{aligned}$$

$I_{\omega, red}^m$ — приведенный момент инерции стесненного кручения.

Формула для сдвиговой характеристики $S_{\omega\omega}^m = -C_{\omega}^m = -\int_A (S_{\omega}^2 / \delta^2) \times \times dA$, где δ — толщина полки или стенки, по своей структуре аналогична формуле для $C_v^m = \int_A (S_u^2 / b_u^2) dA$. Однако величину $S_{\omega\omega}^m$ удобнее подсчитывать в последовательности, рекомендуемой в работе [65].

В железобетонных пролетных строениях элементы решетки главных ферм сопрягаются между собой через массивные узловые уширения (см. рис. 7.12). В связи с этим рассмотрим случай элемента с абсолютно жесткими концевыми участками, учитывая при этом также эксцентриситеты между осью элемента и центрами узлов главных ферм. Начало и конец средней (упругой) части элемента обозначим через НФ и КФ, а центры соответствующих узлов основной несущей конструкции (главных ферм) — через НТ и КТ (рис. 7.16). Проекции на оси x , y , z для элемента с теоретической длиной L_T обозначим через X_T , Y_T , Z_T , а с фактической длиной X_Φ , Y_Φ , Z_Φ (рис. 7.17, а)

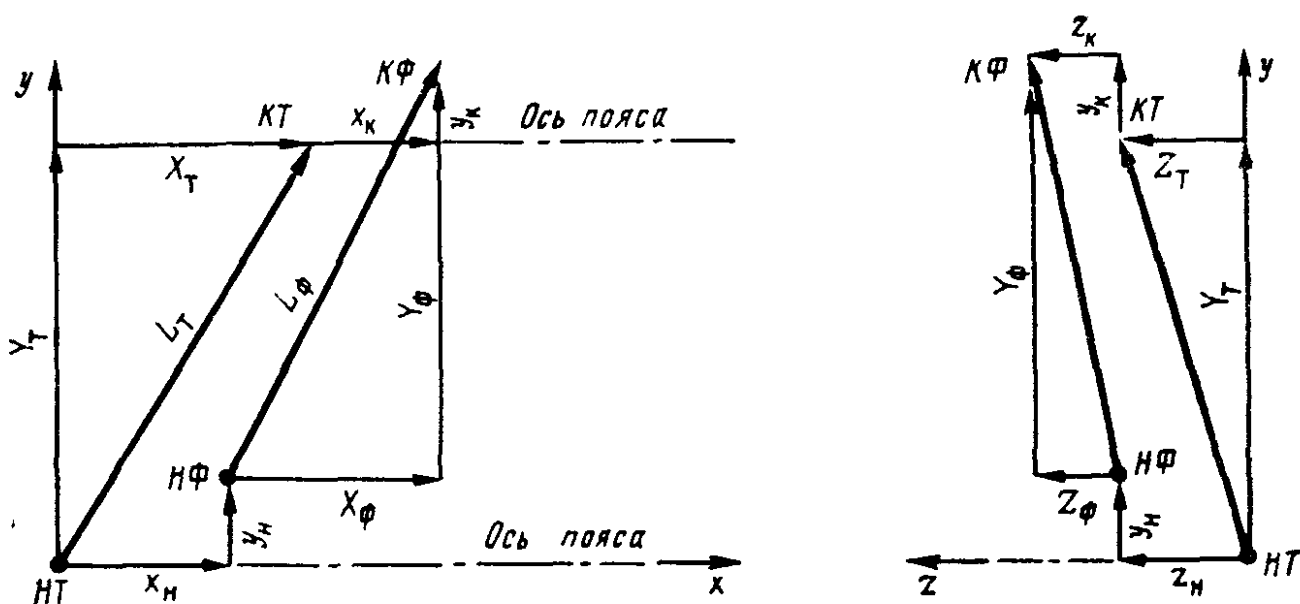


Рис. 7.16. Ориентация произвольно ориентированного составного стержня в общей системе координат

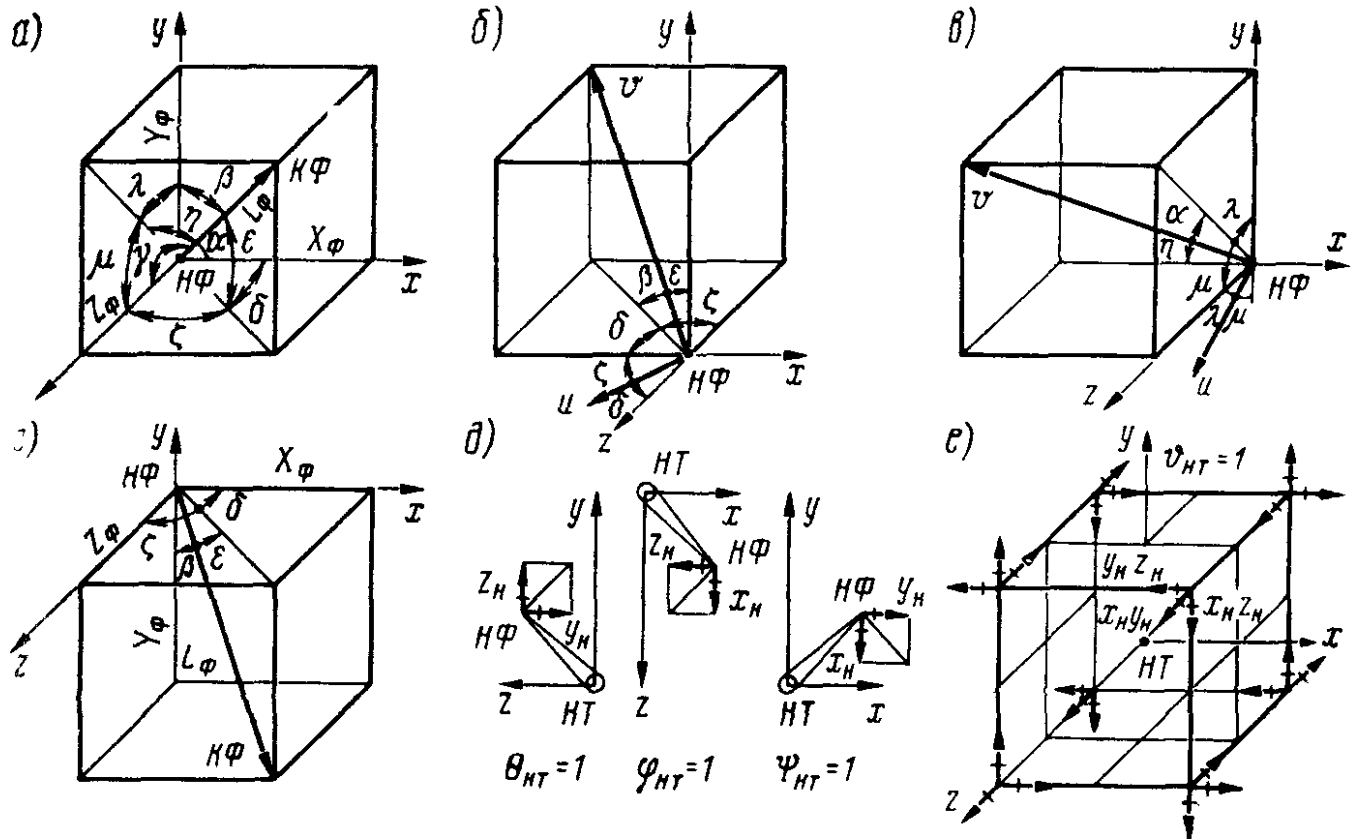


Рис. 7.17. Схемы к векторному представлению элементов и их перемещений в пространстве

Проекции векторов для начала и конца упругой части элемента (по отношению к центрам узлов) обозначим соответственно через x_H , y_H , z_H и x_K , y_K , z_K . Тогда

$$\left. \begin{aligned} X_\Phi &= X_T - x_H + x_K; \quad Y_\Phi = Y_T - y_H + y_K; \\ Z_\Phi &= Z_T - z_H + z_K; \quad L_T = \sqrt{X_T^2 + Y_T^2 + Z_T^2}; \\ L_\Phi &= \sqrt{X_\Phi^2 + Y_\Phi^2 + Z_\Phi^2}. \end{aligned} \right\} \quad (7.19)$$

Проекции точек НФ и КФ на плоскость xoy определяются контурами узловых уширений, а смещения z_H и z_K — толщиной этих уширений и неточностями установки сборных блоков при монтаже. При этом смещение z_K возможно за счет разворота элемента относительно оси y (рис. 7.17, б) или оси x (рис. 7.17, в). Матрицы направляющих косинусов для элемента длиной L_Φ в общей системе координат, например, для начала элемента:

в первом случае

$$[C]_H = \begin{bmatrix} \cos \alpha & \cos \beta & \cos \gamma \\ -\cos \beta \cos \delta & \cos \epsilon & -\cos \beta \cos \zeta \\ -\cos \zeta & 0 & \cos \delta \end{bmatrix} \quad (7.20)$$

и во втором случае

$$[C]_H = \begin{bmatrix} \cos \alpha & \cos \beta & \cos \gamma \\ -\cos \eta & \cos \alpha \cos \lambda & \cos \alpha \cos \mu \\ 0 & -\cos \mu & \cos \lambda \end{bmatrix}, \quad (7.21)$$

где $\cos \alpha = X_\Phi / L_\Phi$; $\cos \beta = Y_\Phi / L_\Phi$; $\cos \gamma = Z_\Phi / L_\Phi$; $\cos \delta = X_\Phi / \sqrt{X_\Phi^2 + Z_\Phi^2}$;

$$\cos \varepsilon = \sqrt{X_\Phi^2 + Z_\Phi^2} / L_\Phi; \quad \cos \zeta = Z_\Phi / \sqrt{X_\Phi^2 + Z_\Phi^2};$$

$$\cos \eta = \sqrt{X_\Phi^2 + Z_\Phi^2} / L_\Phi; \quad \cos \lambda = Y_\Phi / \sqrt{Y_\Phi^2 + Z_\Phi^2};$$

$$\cos \mu = Z_\Phi / \sqrt{Y_\Phi^2 + Z_\Phi^2}.$$

Формулы (7.19)...(7.21) соответствуют расположению элемента, показанному на рис. 7.17, а. Однако эти формулы являются общими и для иных направлений элемента, если в них учитывать знаки проекций (на оси x, y, z) вектора элемента, направленного от его начала НФ к концу КФ.

Например, для нисходящего элемента (рис. 7.17, г) в формулу (7.19) следует вводить величину Y_T с отрицательным знаком.

Матрица жесткости $[k]_\Phi = [k]_{bm}$ для упругой части элемента подсчитывается по формулам (7.14) и (7.15) в местной системе координат d, v, u .

В общей системе координат векторы узловых перемещений $\{q\}_T$ и узловых реакций $\{R\}_T$ для составного стержня (включая абсолютно жесткие участки) соответственно:

$$\left. \begin{aligned} \{q\}_T^T &= \{x_i \ y_i \ z_i \ \theta_i \ \varphi_i \ \psi_i \ \vartheta_i \ x_j \ y_j \ z_j \ \theta_j \ \varphi_j \ \psi_j \ \vartheta_j\}; \\ \{R\}_T^T &= \{X_i \ Y_i \ Z_i \ K_i \ T_i \ H_i \ B_i \ X_j \ Y_j \ Z_j \ K_j \ T_j \ H_j \ B_j\}. \end{aligned} \right\} \quad (7.22)$$

От каждого единичного кинематического воздействия, приложенного к узлу НТ, в узле НФ будут возникать и линейные, и угловые перемещения (рис. 7.17, д, е). После необходимых геометрических построений может быть получена полная матрица преобразований $[P]$ для переноса вектора обобщенных перемещений $\{q\}_T$ из общей в местную систему координат:

$$\{q\} = [P] \{q\}_T = \begin{bmatrix} [P]_H & 0 \\ 0 & [P]_K \end{bmatrix} \{q\}_T, \quad (7.23)$$

где $[P]_H$ и $[P]_K$ — матрицы преобразований для начала и конца элемента.

Любая из указанных матриц может быть найдена с использованием элементов c_{ij} матрицы направляющих косинусов $[C]_H$ или $[C]_K$, по-

лученной по формуле (7.20) или (7.21). Тогда, например, для начала элемента

$$[P]_H = \begin{bmatrix} c_{11}^H & c_{12}^H & c_{13}^H & n_{14}^H & n_{15}^H & n_{16}^H & n_{17}^H \\ c_{21}^H & c_{22}^H & c_{23}^H & n_{24}^H & n_{25}^H & n_{26}^H & n_{27}^H \\ c_{31}^H & c_{32}^H & c_{33}^H & n_{34}^H & n_{35}^H & n_{36}^H & n_{37}^H \\ 0 & 0 & 0 & c_{11}^H & c_{12}^H & c_{13}^H & n_{47}^H \\ 0 & 0 & 0 & c_{21}^H & c_{22}^H & c_{23}^H & n_{57}^H \\ 0 & 0 & 0 & c_{31}^H & c_{32}^H & c_{33}^H & n_{67}^H \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}. \quad (7.24)$$

Элементы матрицы $[P]_H$ найдем по формулам:

$$\left. \begin{aligned} n_{14}^H &= c_{12}^H z_H - c_{13}^H y_H; & n_{15}^H &= c_{13}^H x_H - c_{11}^H z_H; & n_{16}^H &= c_{11}^H y_H - c_{12}^H x_H; \\ n_{24}^H &= c_{22}^H z_H - c_{23}^H y_H; & n_{25}^H &= c_{23}^H x_H - c_{21}^H z_H; & n_{26}^H &= c_{21}^H y_H - c_{22}^H x_H; \\ n_{34}^H &= c_{32}^H z_H - c_{33}^H y_H; & n_{35}^H &= c_{33}^H x_H - c_{31}^H z_H; & n_{36}^H &= c_{31}^H y_H - c_{32}^H x_H; \\ n_{17}^H &= -c_{11}^H y_H z_H - c_{12}^H x_H z_H + c_{13}^H x_H y_H - n_{14}^H x_H + n_{15}^H y_H - n_{16}^H z_H; \\ n_{27}^H &= -c_{21}^H y_H z_H - c_{22}^H x_H z_H + c_{23}^H x_H y_H - n_{24}^H x_H + n_{25}^H y_H - n_{26}^H z_H; \\ n_{37}^H &= -c_{31}^H y_H z_H - c_{32}^H x_H z_H + c_{33}^H x_H y_H - n_{34}^H x_H + n_{35}^H y_H - n_{36}^H z_H; \\ n_{47}^H &= -c_{11}^H x_H + c_{12}^H y_H - c_{13}^H z_H; & n_{57}^H &= -c_{21}^H x_H + c_{22}^H y_H - c_{23}^H z_H; \\ n_{67}^H &= -c_{31}^H x_H + c_{32}^H y_H - c_{33}^H z_H. \end{aligned} \right\} \quad (7.25)$$

Реакции в сечениях упругой части стержня НФ и КФ от единичных кинематических воздействий, приложенных к узлам составного стержня НТ и КТ, можно получить по матричной формуле $[B] = [k]_Ф [P]$, а реакции в сечениях составного стержня НТ и КТ от единичных кинематических воздействий в тех же сечениях НТ и КТ — по формуле

$$[k]_T = [P]^T [B] = [P]^T [k]_Ф [P], \quad (7.26)$$

где $[k]_T$ — матрица жесткости составного стержня в общей системе координат; $[P]^T$ — транспонированная матрица $[P]$; $[k]_Ф$ — матрица жесткости упругой части стержня в местной системе координат.

Мостовые конструкции комбинированных систем отличаются наличием жестких сопряжений элементов во всех узлах, большой повторяемостью конструктивных решений по длине пролета и возможностью четкого разграничения между элементами решетки, балками жесткости и проезжей частью. В связи с этим целесообразно использовать идеи МСЭ и разделить все пролетное строение попанельно на отдельные подструктуры, имеющие в топологическом отношении боль-

шую повторяемость (рис. 7.18, *а—ж*). Система нумерации узлов и элементов решетки, пояса и проезжей части в пределах каждого типа топологической подконструкции T_i позволит составить заранее блочные матрицы индексов $[T]_{ijk}$, где индекс i соответствует номеру типа подконструкции (см. рис. 7.18), индекс j — схеме проезжей части (см. рис. 7.6), индекс k — количеству продольных балок или поперечных блоков ПЧ в пределах панели главных ферм [65].

Матричные соотношения для расчетов континуальных элементов. Предположим, что подобласть Ω_c армирована системой взаимоортогональных, относительно мелких, равномерно распределенных стержней (условно — дисперсное армирование) и отдельными крупными, произвольно ориентированными элементами ω_{pi} (или ω_{si}) при $i = 1, 2, \dots, P$ (концентрированное армирование). В первом случае зададим коэффициенты армирования $\mu_\alpha, \mu_\beta, \mu_\gamma$ и косинусы углов наклона направлений армирования к общим осям координат, т. е. $\cos(\alpha, x), \cos(\alpha, y), \dots, \cos(\gamma, z)$. Во втором случае для каждого элемента ω_{pi} должны быть заданы координаты точек оси, а также значения касательных напряжений τ_{pi} на его поверхности, вызванные, например, предварительным напряжением. Объемные силы в каждой точке Ω_c представим вектором $\{\rho\}^T = \{XYZ\}$ или, что удобнее в расчетах, $\{\rho\}^T = \{X_1 X_2 X_3\}$, где X_1, X_2, X_3 — проекции этих нагрузок на оси x, y, z (x_1, x_2, x_3). Граничные условия в перемещениях зададим на поверхности S_1 , а в напряжениях — на поверхности S_2 вектором $\{T\}_S^T = \{X_{S1} X_{S2} X_{S3}\}$.

Используем общие принципы построения математической модели статической работы конструкции в рамках пространственной задачи линейной теории упругости и получим систему дифференциальных уравнений, включающую:

$$\left. \begin{aligned} &\text{уравнения равновесия } [A]^T \{\sigma\} + \{\rho\} = 0; \\ &\text{совместности деформаций } \{\epsilon\} = [A] \{u\}; \\ &\text{физические уравнения } \{\sigma\} = [D]_{red} \{\epsilon\}; \{\sigma\} = [D]_{pi} \{\epsilon\}; \\ &\text{граничные условия на } S_1 \{u\} = 0; \\ &\text{граничные условия на } S_2 [C]_v^T \{\sigma\} = \{T\}_s \\ &\text{и на } S_{pi} [C]_v^T \{\sigma\} = \tau_{pi} \{c\}_{\tau i}, \end{aligned} \right\} \quad (7.27)$$

где $[A]$ — оператор дифференцирования; $\{u\}$ — вектор перемещений с компонентами u_1, u_2, u_3 , соответствующими координатам x_1, x_2, x_3 ; $\{\epsilon\}$ — вектор относительных деформаций; $[D]_{red}$ — матрица упругости дисперсно армированного железобетона; $[D]_{pi}$ — матрица упругости концентрированного арматурного пучка или мощного стержня; $[C]_v$ — матрица направляющих косинусов нормали v к поверхности S_2 ; $[C]_{\tau i}$ — вектор направляющих косинусов касательных τ_i к поверхности S_{pi} .

Вариационная постановка трехмерной задачи теории упругости приводит к одному из уравнений математической физики — уравнению эллиптического типа

$$[K] \{q\} = \{F\}. \quad (7.28)$$

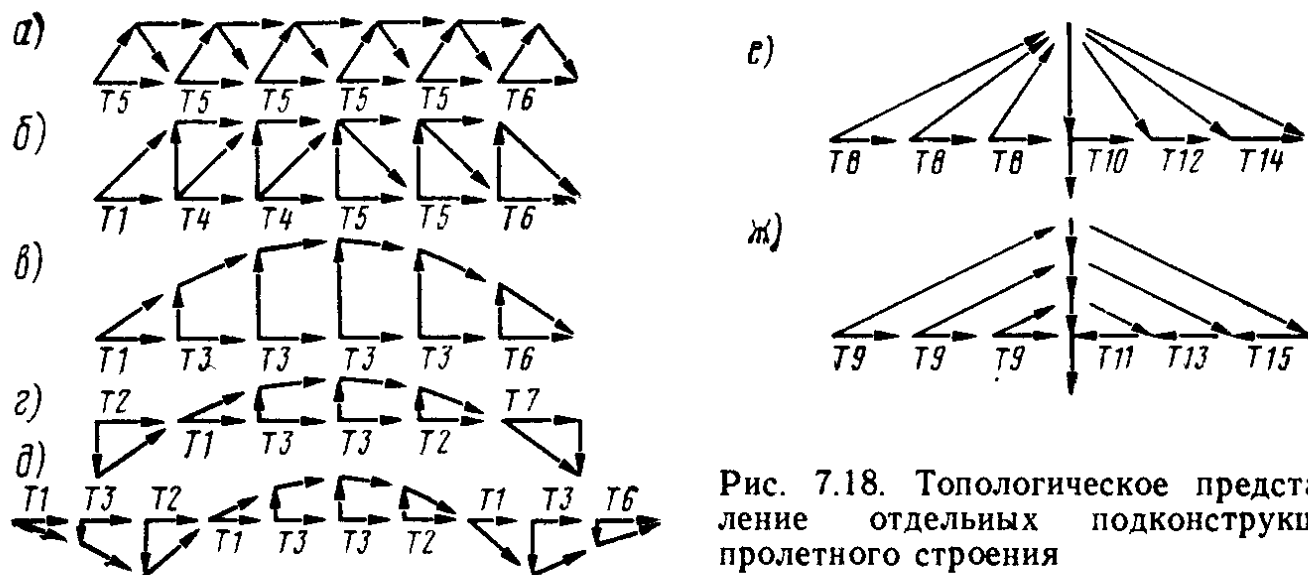


Рис. 7.18. Топологическое представление отдельных подконструкций пролетного строения

Общую матрицу жесткости $[K]$ удобно формировать поэлементно, подсчитывая матрицы жесткости $[k]_c$ для каждого конечного элемента по формуле

$$[k]_c = [k]_{b,red} + \sum_{i=1}^{i=p} [k]_{pi} = \int_{e_r} [B]^T [D]_{red} [B] de_r + \sum_{i=1}^{i=p} a_i \int_{l_i} [B]_{pi}^T ([D]_{pi} - [D]_{red}) [B]_{pi} dl_i, \quad (7.29)$$

где $[k]_{b,red}$ и $[k]_{pi}$ — матрицы жесткости дисперсно армированного бетона и одного мощного пучка или стержня в пределах континуального конечного элемента; $[B]$ — матрица дифференцирования;

$$[B] = [[B_1] [B_2] \dots [B_n]];$$

$$[B]_i = \begin{bmatrix} b_1 & 0 & 0 \\ 0 & b_2 & 0 \\ 0 & 0 & b_3 \\ b_2 & b_1 & 0 \\ 0 & b_3 & b_2 \\ b_3 & 0 & b_1 \end{bmatrix};$$

$$b_j = \frac{\partial N_i}{\partial x_j};$$

p и n — количество стержней концентрированного армирования и количество узлов в конечном элементе e_r ; a_i — площадь поперечного сечения стержня длиной l_i ; N_i — функция формы для узла i , задаваемая при описании конечного элемента и устанавливающая связь между перемещением любой точки внутри элемента с перемещениями узловых точек конечного элемента, тогда в матричной форме $\{u\} = [N] \{q\}$ при

$$[N] = \begin{bmatrix} N_1 & 0 & 0 & N_2 & 0 & 0 \dots & N_n & 0 & 0 \\ 0 & N_1 & 0 & 0 & N_2 & 0 \dots & 0 & N_n & 0 \\ 0 & 0 & N_1 & 0 & 0 & N_2 \dots & 0 & 0 & N_n \end{bmatrix}.$$

Вектор узловых сил $\{F\}$, эквивалентных сосредоточенным и распределенным нагрузкам, а также усилиям предварительного натяжения, также удобно определять поэлементно. Тогда в общем случае

$$\{f\}_c = \{P\} - \{f\}_p - \{f\}_T - \{f\}_L - \{f\}_{\sigma_0} - \{f\}_{\epsilon_0} - \{f\}_\varphi, \quad (7.30)$$

где $\{P\}$ — вектор внешних узловых сил; $\{f\}_p$ и $\{f\}_T$ — векторы узловых сил, эквивалентных действию объемных нагрузок $\{p\}$ и поверхностных напряжений $\{T\}_s$; $\{f\}_L$ и $\{f\}_{\sigma_0}$ — векторы эквивалентных сил от касательных напряжений τ_{pi} на поверхности напрягаемых элементов и от остаточных напряжений; $\{f\}_{\epsilon_0}$ и $\{f\}_\varphi$ — векторы эквивалентных узловых сил, вызванных начальными деформациями $\{\epsilon\}_0$ (от изменений температуры, усадки или набухания бетона, от осадки опор) и деформаций ползучести $\{\epsilon\}_c$.

Раскроем некоторые значения векторов:

$$\{f\}_p = \int_{e_r} [N]^T \{p\} de_r; \quad \{f\}_T = \int_{s_{2r}} [N]^T \{T\}_s dS_2;$$

$$\{f\}_L = \sum_{i=1}^{i=p} p_i \int_{l_i} [N]^T \tau_{pi} \{C\}_\tau dl_i,$$

где s_{2r} — часть поверхности элемента e_r с заданными поверхностными напряжениями $\{T\}_s$; p_i — периметр сечения i -го стержня.

В расчетах мостовых конструкций большое значение имеет правильная оценка упругих характеристик железобетона, что при использовании МКЭ осуществляется с помощью матриц упругости $[D]_{red}$ и $[D]_{pi}$. В общей системе координат x_1, x_2, x_3 имеем:

$$[D]_{red} = [T]^T [\tilde{D}]_{red} [T], \quad (7.31)$$

где $[\tilde{D}]_{red}$ — приведенная матрица упругости дисперсно-армированного бетона в местной системе координат, совмещенной с ортогональными осями армирования α, β, γ ; $[T]$ — матрица преобразования, например, для случая плоского напряженного состояния (при $\sigma_\gamma = 0$)

$$[T] = \begin{bmatrix} \cos^2 \varphi & \sin^2 \varphi & -2 \sin \varphi \cos \varphi \\ \sin^2 \varphi & \cos^2 \varphi & 2 \sin \varphi \cos \varphi \\ \sin \varphi \cos \varphi & -\sin \varphi \cos \varphi & \cos^2 \varphi - \sin^2 \varphi \end{bmatrix};$$

φ — угол между направлением местной и общей систем координат, положительный при повороте осей α, β относительно осей x, y против часовой стрелки;

$$[\tilde{D}]_{red} = \begin{bmatrix} \tilde{d}_{11} & \tilde{d}_{12} & \tilde{d}_{13} & 0 & 0 & 0 \\ \tilde{d}_{21} & \tilde{d}_{22} & \tilde{d}_{23} & 0 & 0 & 0 \\ \tilde{d}_{31} & \tilde{d}_{32} & \tilde{d}_{33} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \tilde{d}_{44} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \tilde{d}_{55} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \tilde{d}_{66} \end{bmatrix}. \quad (7.32)$$

Для железобетонных конструкций наиболее характерными являются ортогонально-изотропные элементы, имеющие три плоскости упругой симметрии. Тогда элементы $\tilde{d}_{ij}$ матрицы упругости $[\tilde{D}]_{red}$ в координатах α, β, γ можно найти по формулам работы [66]:

$$\left. \begin{aligned} \tilde{d}_{11} &= (1/E_\gamma - \nu_{\gamma\beta}^2/E_\beta)/(E_\beta A); & \tilde{d}_{12} &= (\nu_{\alpha\gamma}\nu_{\gamma\beta}/E_\beta + \nu_{\beta\alpha}/E_\alpha)/(E_\gamma A); \\ \tilde{d}_{22} &= (1/E_\alpha - \nu_{\alpha\gamma}^2/E_\gamma)/(E_\gamma A); & \tilde{d}_{13} &= (\nu_{\beta\alpha}\nu_{\gamma\beta}/E_\alpha + \nu_{\alpha\gamma}/E_\gamma)/(E_\beta A); \\ \tilde{d}_{33} &= (1/E_\beta - \nu_{\beta\alpha}^2/E_\alpha)/(E_\alpha A); & \tilde{d}_{23} &= (\nu_{\beta\alpha}\nu_{\alpha\gamma}/E_\gamma + \nu_{\gamma\beta}/E_\beta)/(E_\alpha A); \\ \tilde{d}_{44} &= G_{\alpha\beta}; & \tilde{d}_{55} &= G_{\beta\gamma}; & \tilde{d}_{66} &= G_{\gamma\alpha}; \\ A &= (1 - 2\nu_{\alpha\beta}\nu_{\beta\gamma}\nu_{\gamma\alpha} - E_\alpha\nu_{\alpha\gamma}^2/E_\gamma - E_\beta\nu_{\beta\alpha}^2/E_\alpha - \\ &\quad - E_\gamma\nu_{\gamma\beta}^2/E_\beta)/(E_\alpha E_\beta E_\gamma). \end{aligned} \right\} \quad (7.33)$$

Строгое определение приведенных, или эффективных модулей упругости $E_\alpha, E_\beta, E_\gamma$, модулей сдвига $G_{\alpha\beta}, G_{\beta\gamma}, G_{\gamma\alpha}$ и коэффициентов Пуассона $\nu_{\alpha\beta}, \nu_{\beta\gamma}, \nu_{\gamma\alpha}$ для конечного элемента является сложной задачей. В связи с этим большинство из известных способов основано на ряде упрощающих допущений. Используя расчленение элемента на параллельные однородные слои, каждый из которых содержит арматуру лишь одного направления, в работе [33] получены развернутые формулы для случая трехосного ортогонального армирования:

$$\left. \begin{aligned} E_\alpha &= E_b [1 + (n-1)\mu_\alpha + (n-1)(\mu_\beta + \mu_\gamma)/(n - (n-1)\sqrt{\mu})]; \\ G_{\alpha\beta} &= G_b [1 + (m-1)(\mu_\alpha + \mu_\beta)/(m - (m-1)\sqrt{\mu}) + \\ &\quad + (m-1)\mu_\gamma/(m - (m-1)\mu)]; \\ \nu_{\alpha\beta} &= \{ \nu_b + (n\nu_s - \nu_b)(\mu_\alpha + \mu_\beta)/(n - (n-1)\sqrt{\mu}) + \\ &\quad + [n\nu_s - \nu_b(1 - (1 - \sqrt{\mu})(n-1)^2)]\mu_\gamma/[n - (n-1)\sqrt{\mu}]^2 \} E_b/E_\beta, \end{aligned} \right\} \quad (7.34)$$

где $\mu = \mu_\alpha + \mu_\beta + \mu_\gamma$ — полный коэффициент армирования; $n = E_s/E_b$; $m = G_s/G_b$; E_s, G_s, ν_s и E_b, G_b, ν_b — модули упругости, модули сдвига и коэффициенты Пуассона соответственно арматуры и бетона.

Формулы для $E_\beta, E_\gamma, G_{\beta\gamma}, G_{\gamma\alpha}, \nu_{\beta\gamma}, \nu_{\gamma\alpha}$ можно получить из формул (7.34) путем последовательной подстановки индексов α, β, γ . Формулы (7.34) пригодны и для одно-, и для двухосного армирования, если принять в них $\mu_\beta = \mu_\gamma = 0$ или только $\mu_\gamma = 0$. Матрицу упругости $[D]_{pi}$ для каждого арматурного пучка или стержня можно формировать в соответствии с законом Гука для изотропных материалов в виде

$$[D]_{pi} = \frac{E_{pi}(1 - \nu_{pi})}{(1 + \nu_{pi})(1 - 2\nu_{pi})} \begin{bmatrix} 1 & \rho & \rho & 0 & 0 & 0 \\ & 1 & \rho & 0 & 0 & 0 \\ & & 1 & 0 & 0 & 0 \\ & & & q & 0 & 0 \\ \text{симметрично} & & & & q & 0 \\ & & & & & q \end{bmatrix}, \quad (7.35)$$

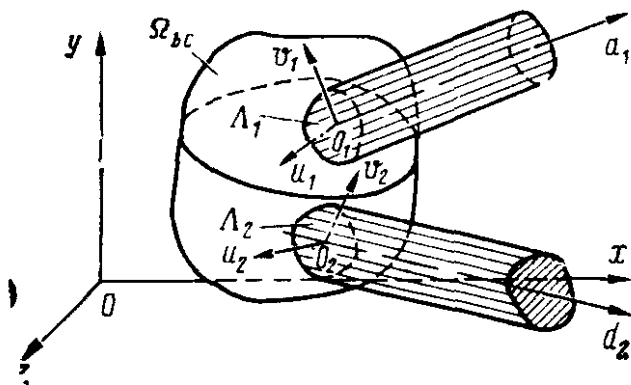


Рис. 7.19. Схема сопряжения стержневых и контактных подобластей

где E_{pi} , ν_{pi} — модуль упругости и коэффициент Пуассона для пучка или стержня ω_{pi} ; $\rho = \nu_{pi}/(1 - \nu_{pi})$; $q = 0,5(1 - 2\nu_{pi})/(1 - \nu_{pi})$.

Теперь рассмотрим контактную подобласть Ω_{bc} , обеспечивающую сопряжение континуальных и стержневых подобластей. Введем также условия сопряжения подобластей, которые обеспечивали бы неразрывность деформаций по поверхностям контактов $\Lambda_1, \Lambda_2, \dots, \Lambda_p$ (рис. 7.19). В качестве исход-

ного примем основное допущение, которое сводится к сохранению плоской формы сечений в зоне контактов Λ_i при любых видах напряженно-деформированных состояний.

Обозначим точку пересечения оси стержневого элемента i с плоскостью контакта Λ_i через O_i и будем считать известным вектор перемещений $\{q\}_0^T = \{x_0 y_0 z_0 \theta_0 \varphi_0 \psi_0\}$ для этой точки в общей системе координат. Тогда для точки O_i стержневого элемента вектор перемещений $\{\tilde{q}\}_0^T = \{d_0 v_0 u_0 \varepsilon_0 \omega_0 \xi_0\}$ в местной системе координат может быть найден по формуле $\{\tilde{q}\}_0 = [T] \{q\}_0$, где $[T]$ — матрица преобразования векторов при повороте осей координат; если $[C]$ — матрица направляющих косинусов, то

$$[T] = \begin{bmatrix} [C] & 0 \\ 0 & [C] \end{bmatrix}.$$

При заданном векторе перемещений $\{q\}_0$ для точки O_i с общими координатами X_0, Y_0, Z_0 можно найти вектор перемещений для любой точки n на поверхности контакта Λ_i с координатами X_n, Y_n, Z_n , если использовать формулы:

$$\left. \begin{aligned} x_n &= x_0 - (Z_n - Z_0) \varphi_0 + (Y_n - Y_0) \psi_0; \\ y_n &= y_0 + (Z_n - Z_0) \theta_0 - (X_n - X_0) \psi_0; \\ z_n &= z_0 - (Y_n - Y_0) \theta_0 + (X_n - X_0) \varphi_0. \end{aligned} \right\} \quad (7.36)$$

Разделим Ω_{bc} на конечные элементы так, чтобы в каждом КЭ была по крайней мере одна грань, выходящая на поверхность контакта Λ_i .

Узловые параметры для граней, выходящих на Λ_i , будем вычислять через $x_0, y_0, z_0, \theta_0, \varphi_0, \psi_0$ в соответствии с формулами (7.36). Тогда уравнение, связывающее узловые параметры исходного континуального КЭ с узловыми параметрами контактного КЭ, запишется в виде $\{q\}_c = [G] \{q\}_{bc}$, где $\{q\}_c^T = \{\tilde{x}_1 \tilde{y}_1 \tilde{z}_1, \dots, \tilde{x}_n \tilde{y}_n \tilde{z}_n\}$; $[G]$ — матрица преобразования; $\{q\}_{bc}^T = \{\tilde{x}_1 \tilde{y}_1 \dots x_0 y_0 z_0 \theta_0 \varphi_0 \psi_0 \dots \tilde{y}_n \tilde{z}_n\}$. С помощью волнистых линий обозначены члены исходного вектора, сохранившиеся в $\{q\}_{bc}$ для узлов, не расположенных на поверхности Λ_i . Весь расчет осуществляется обычным порядком, но только вместо характеристик

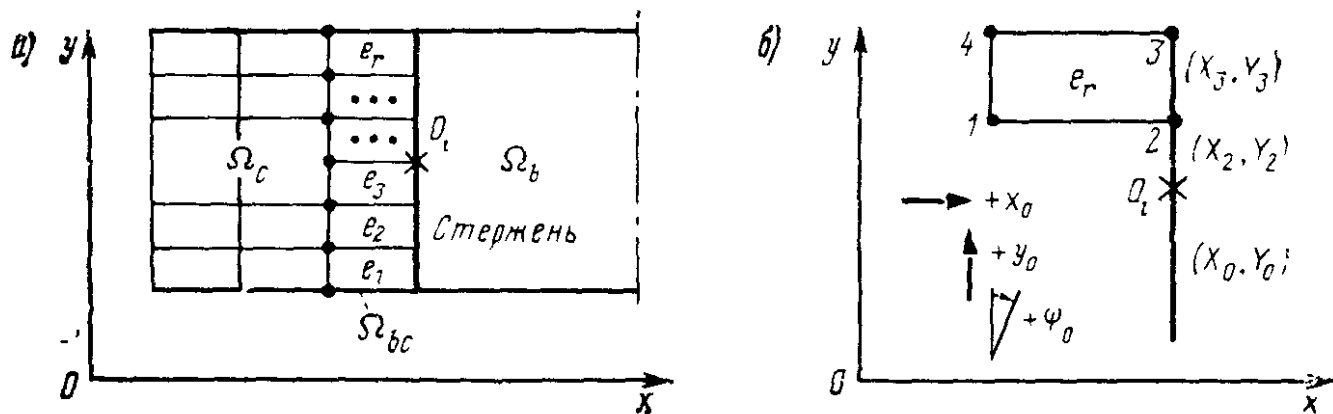


Рис. 7.20 Схемы к примеру составления матрицы преобразования $[G]$

континуального КЭ $[k]_c$ и $\{f\}_c$ используются новые матрицы жесткости $[k]_{bc}$ и вектор узловых сил $\{f\}_{bc}$:

$$[k]_{bc} = [G]^T [k]_c [G] \text{ и } \{f\}_{bc} = [G]^T \{f\}_c. \quad (7.37)$$

В качестве примера рассмотрим сопряжение в плоскости xOy стержневой подобласти Ω_b (стержня i) с континуальной подобластью Ω_c , используя 4-узловые прямоугольные контактные КЭ $e_1, e_2, \dots, e_r$ с двумя степенями свободы в каждом узле (рис. 7.20, а). Если воспользоваться формулами (7.36), то нетрудно найти матрицу $[G]$, например, для элемента e_r (рис. 7.20, б), входящую в развернутую формулу

$$\{q\}_c = [G] \{q\}_{bc}:$$

$$\begin{Bmatrix} \tilde{x}_1 \\ \tilde{y}_1 \\ \tilde{x}_2 \\ \tilde{y}_2 \\ \tilde{x}_3 \\ \tilde{y}_3 \\ \tilde{x}_4 \\ \tilde{y}_4 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & Y_2 - Y_0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & Y_3 - Y_0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \tilde{x}_1 \\ \tilde{y}_1 \\ x_0 \\ y_0 \\ \psi_0 \\ \tilde{x}_4 \\ \tilde{y}_4 \end{Bmatrix}.$$

7.4. НЕЛИНЕЙНЫЙ СТАТИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ ПРИ КРАТКОВРЕМЕННОМ НАГРУЖЕНИИ ВПЛОТЬ ДО РАЗРУШЕНИЯ

Учет упругопластических свойств бетона. Бетон является физически нелинейным упругопластическим материалом как при нагружении, так и при разгрузке. Однако в практических расчетах на нормативные или регулярно обращающиеся нагрузки допускается использовать линейно-упругую зависимость $\sigma = f(\epsilon)$ в соответствии с законом Гука (рис. 7.21, а). Для возможности учета пластических свойств бетона до недавнего времени часто предлагалось принимать в расчетах упрощенные жестко-пластические (ЖП) или линейно-упругопластические зависимости (ЛУП) по Прандтлю (рис. 7.21, б).

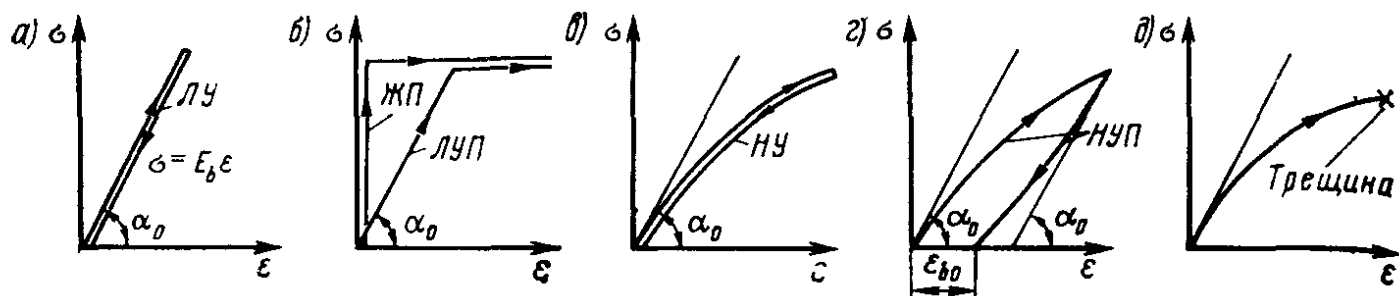


Рис. 7.21. Схемы для одноосных зависимостей $\sigma = f(\epsilon)$

С появлением ЭВМ стали использовать в уточненных расчетах так называемую деформационную теорию пластичности, которая основана на учете нелинейной упругости при единой кривой деформирования для нагружения и разгрузки (рис. 7.21, в). Эта теория обеспечивает хорошее совпадение с экспериментальными данными в пределах принятых гипотез о малых упругопластических деформациях, простом пропорциональном (или близком к нему) нагружении и активном деформировании материала [65].

Возможность учета сложного, непропорционального и повторно-переменного нагружений, а также наиболее полное и правильное моделирование поведения бетона при разгрузке обеспечивает теория пластического течения, основанная на нелинейной упругопластической зависимости $\sigma = f(\epsilon)$ (рис. 7.21, г). Эта теория применяется в расчетах железобетонных конструкций лишь в последние годы и находится в стадии совершенствования. В наибольшей степени различные вопросы применения этой теории к железобетону освещены в работе [32]. При больших нагрузках в бетоне возможно возникновение локальных микро- или макротрещин (рис. 7.21, д), которые вызывают конструктивную нелинейность работы материала в сооружении. Расчет железобетонных конструкций с учетом упругопластических свойств бетона весьма сложен и невозможен без овладения основными положениями общей теории пластичности и принятой в ней терминологией (см., например, [46]).

Напряженно-деформированное состояние в точке твердого, как упругого, так и упруго-пластического тела характеризуется тензорами напряжений и деформаций:

$$T_{\sigma} = \begin{bmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_y & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_z \end{bmatrix} \text{ и } T_{\epsilon} = \begin{bmatrix} \epsilon_x & \gamma_{xy}/2 & \gamma_{xz}/2 \\ \gamma_{yx}/2 & \epsilon_y & \gamma_{yz}/2 \\ \gamma_{zx}/2 & \gamma_{zy}/2 & \epsilon_z \end{bmatrix}, \quad (7.38)$$

каждый из которых может быть разложен на два слагаемых

$$T_{\sigma} = T_{\sigma_0} + D_{\sigma} \text{ и } T_{\epsilon} = T_{\epsilon_0} + D_{\epsilon}, \quad (7.39)$$

где T_{σ_0} и T_{ϵ_0} — шаровые тензоры напряжений и деформаций; D_{σ} и D_{ϵ} — девиаторы напряжений и деформаций;

$$T_{\sigma_0} = \begin{bmatrix} \sigma_0 & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_0 & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_0 \end{bmatrix}; \quad D_{\sigma} = \begin{bmatrix} S_x S_{xy} S_{xz} \\ S_{yx} S_y S_{yz} \\ S_{zx} S_{zy} S_z \end{bmatrix}; \quad T_{\varepsilon_0} = \begin{bmatrix} \varepsilon_0 & 0 & 0 \\ 0 & \varepsilon_0 & 0 \\ 0 & 0 & \varepsilon_0 \end{bmatrix};$$

$$D_{\varepsilon} = \begin{bmatrix} e_x e_{xy} e_{xz} \\ e_{yx} e_y e_{yz} \\ e_{zx} e_{zy} e_z \end{bmatrix};$$

$\sigma_0 = (\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z)/3$ — среднее напряжение; $S_x = \sigma_x - \sigma_0$; $S_y = \sigma_y - \sigma_0$; $S_z = \sigma_z - \sigma_0$; $S_{xy} = \tau_{xy}$; $S_{yz} = \tau_{yz}$; $S_{zx} = \tau_{zx}$; $\varepsilon_0 = (e_x + e_y + e_z)/3$ — средняя деформация;

$$e_x = \varepsilon_x - \varepsilon_0; \quad e_y = \varepsilon_y - \varepsilon_0; \quad e_z = \varepsilon_z - \varepsilon_0; \quad e_{xy} = \gamma_{xy}/2; \quad e_{yz} = \gamma_{yz}/2; \quad e_{zx} = \gamma_{zx}/2.$$

Для рассматриваемой точки твердого деформируемого тела необходимо знать направления нормалей ν к главным площадкам и главные напряжения $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$. Главные напряжения являются действительными корнями кубического уравнения

$$\sigma^3 - I_1(T_{\sigma})\sigma^2 - I_2(T_{\sigma})\sigma - I_3(T_{\sigma}) = 0, \quad (7.40)$$

где $I_1(T_{\sigma}) = \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z$; $I_2(T_{\sigma}) = -\sigma_x\sigma_y - \sigma_y\sigma_z - \sigma_z\sigma_x = +\tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2$; $I_3(T_{\sigma}) = \sigma_x\sigma_y\sigma_z = \sigma_x\tau_{yz}^2 - \sigma_y\tau_{zx}^2 - \sigma_z\tau_{xy}^2 + 2\tau_{xy}\tau_{yz}\tau_{zx}$ — соответственно первый (линейный), второй (квадратичный) и третий (кубический) инварианты тензора напряжений T_{σ} , не зависящие от выбора системы координат.

Для нахождения положения нормалей ν к главным площадкам необходимо знать знаки и значения направляющих косинусов главных напряжений [59]. Примем в качестве координатных осей направления главных напряжений $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$. Тогда в площадке, равнонаклонной к главным осям координат и называемой октаэдрической, будут действовать нормальные σ_0 и касательные τ_0 октаэдрические напряжения:

$$\sigma_0 = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3; \quad \tau_0 = \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2}/3. \quad (7.41)$$

Аналогичным путем можно найти три взаимно ортогональных оси, для которых угловые деформации равны нулю, а также главные линейные деформации $\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3$ вдоль этих осей. Для площадки с нормалью ν , равнонаклонной к осям $\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3$, можно определить нормальные (вдоль нормали ν) октаэдрические деформации ε_0 , а также деформации сдвига γ_0 в октаэдрической плоскости:

$$\varepsilon_0 = (\varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3)/3; \quad \gamma_0 = 2 \sqrt{(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_3 - \varepsilon_1)^2}/3 \quad (7.42)$$

В общем случае в деформационной теории пластичности (теории малых упругопластических деформаций) при выборе функций, учитывающих пластические свойства бетона, исходят из следующих предположений:

на всех стадиях работы вплоть до разрушения бетон — однородный, изотропный материал;

относительное изменение объема ϵ_0 является непрерывной нелинейной функцией среднего нормального напряжения σ_0 и октаэдрического касательного напряжения τ_0 (или вида напряженного состояния, характеризуемого параметром Лодэ—Надаи μ_σ);

октаэдрический сдвиг γ_0 является непрерывной нелинейной функцией октаэдрического касательного напряжения τ_0 и вида напряженного состояния μ_σ ;

компоненты девиатора деформаций пропорциональны компонентам девиатора напряжений

$$e_i = s_i \psi / 2G_0; \quad e_{ij} = s_{ij} \psi / G_0 \text{ при } i, j = x, y, z \text{ и } i \neq j, \quad (7.43)$$

где G_0 — начальный модуль сдвига; $\psi = G_0 \gamma_0 / \tau_0$ — параметр пластичности;

основные физические соотношения в начальной точке деформирования соответствуют формулам теории упругости;

обеспечен непосредственный переход от кривых деформирования к условию прочности бетона.

На рис. 7.22 показан общий вид зависимостей $\sigma_0 = f(\epsilon_0)$ и $\tau_0 = f(\gamma_0)$ для произвольного соотношения главных напряжений $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$, где $K_0 = E_b / [3(1 - 2\nu)]$ и $\bar{K}_s$ — начальный объемный и предельный секущий модули упругости бетона; $\bar{G}_s$ — предельный секущий модуль сдвига; $\bar{\sigma}_{oc}, \bar{\epsilon}_{oc}, \bar{\tau}_{oc}, \bar{\gamma}_{oc}, \bar{\tau}_{ot}, \bar{\gamma}_{ot}$ — предельные значения соответствующих напряжений и деформаций при сжатии и растяжении. Точки соответствуют: 1 — началу образования микротрещин; 2 — наибольшему уменьшению объема материала $\bar{\epsilon}_{oc}$; 3 — максимальному значению напряжений $\bar{\sigma}_{oc}$ в процессе проявления эффекта дилатации (увеличения объема за счет разрыхления материала); 4 — появлению макротрещин при растяжении; 5 — появлению макротрещин при сжатии; 6 — предельным деформациям $\bar{\gamma}_{oc}$.

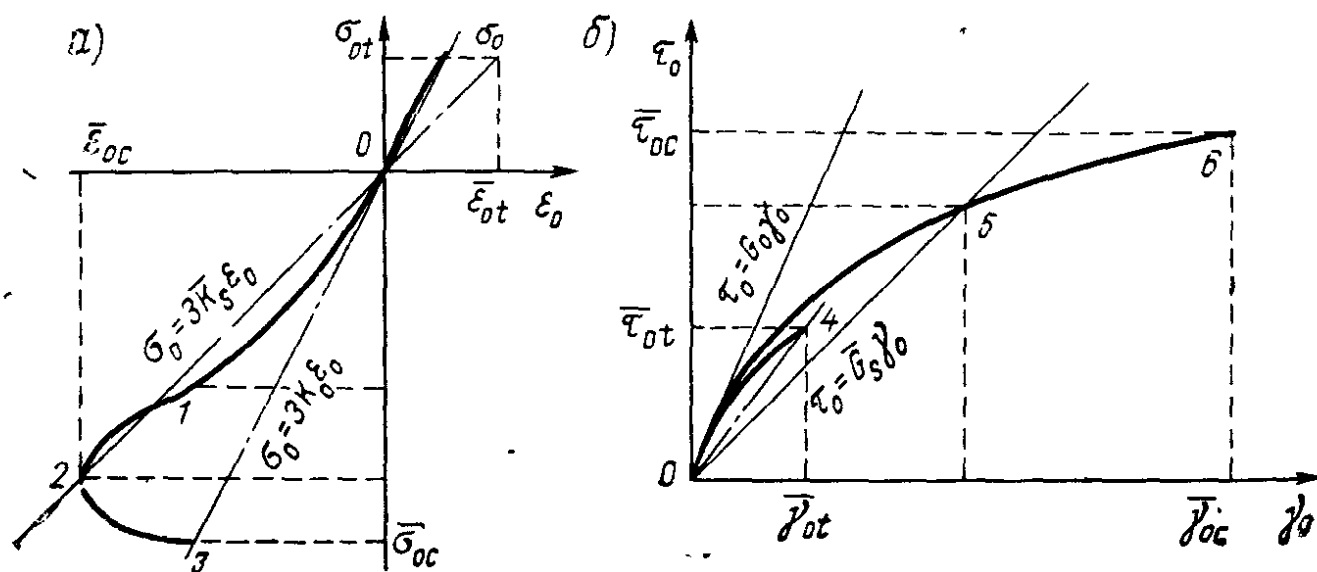


Рис. 7.22. Общий вид зависимостей $\sigma_0 = f(\epsilon_0)$ и $\tau_0 = f(\gamma_0)$

За последние годы предложено несколько вариантов теоретических зависимостей между σ_0 и ε_0 , τ_0 и γ_0 . С точки зрения алгоритмизации наибольшее преимущество имеют варианты зависимостей с использованием единой кривой деформирования, не зависящей от соотношения напряжений $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$. Например, в работе [35] были использованы отечественные и зарубежные эксперименты для плоского напряженного состояния и получены простые зависимости:

$$\varepsilon_0 = f_1(\sigma_0, \tau_0) = \sigma_0 \varphi / (3K_0 \vartheta); \quad \gamma_0 = f_2(\tau_0) = \tau_0 / (G_0 \vartheta), \quad (7.44)$$

где $\varphi = \exp [-(2c\gamma_0)^p]$; $\vartheta = 1 - a(\tau_0/R_b)^m$; a, c, m, p — безразмерные эмпирические коэффициенты, зависящие от прочности бетона R_b .

Обобщение формул (7.44) на случай трехмерного напряженно-деформированного состояния дает в большинстве случаев удовлетворительные результаты, но при некотором завышении жесткости материала.

С точки зрения соответствия опытным данным следует отдавать предпочтение зависимостям, учитывающим вид напряженного состояния [32].

Для решения полученных нелинейных уравнений деформационной теории пластичности применяют различные варианты метода последовательных приближений [46]. Однако в расчетах железобетонных конструкций более предпочтительным является метод переменных параметров упругости. Решение нелинейной задачи сводится к решению ряда последовательных линейных задач теории упругости с переменными параметрами E^*, G^*, ν^* . Физические уравнения (7.43) и (7.44) после ряда преобразований могут быть записаны в форме закона Гука

$$\{\sigma\} = [D]_b^* (\varepsilon) \{\varepsilon\}, \quad (7.45)$$

$$\text{где } [D]_b^* (\varepsilon) = \frac{E^* (1 - \nu^*)}{(1 + \nu^*) (1 - 2\nu^*)} \begin{bmatrix} 1 & \nu^* & \nu^* & 0 & 0 & 0 \\ & 1 & \nu^* & 0 & 0 & 0 \\ & & 1 & 0 & 0 & 0 \\ & & & q^* & 0 & 0 \\ \text{симметрично} & & & & q^* & 0 \\ & & & & & q^* \end{bmatrix};$$

$$E^* = 3E_b \vartheta^* / [2(1 + \nu_b) + \varphi^* (1 - 2\nu_b)]; \quad q^* = (1 - 2\nu^*) / [2(1 - \nu^*)]; \\ \nu^* = [1 + \nu_b - (1 - 2\nu_b) \varphi^*] / [2(1 + 2\nu_b) + (1 - 2\nu_b) \varphi^*]; \quad \rho^* = \nu^* / (1 - \nu^*); \\ G^* = E^* / [2(1 + \nu^*)].$$

Процесс решения задачи для элементов из однородного материала приведен в работе [46]. В первом приближении полагают $E_1^* = E_b$ и $\nu_1^* = \nu_b$. Решая обычную задачу теории упругости, определяют напряжения $\sigma_{x1}, \sigma_{y1}, \sigma_{z1}, \tau_{xy1}, \tau_{yz1}, \tau_{zx1}$, деформации $\varepsilon_{x1}, \varepsilon_{y1}, \varepsilon_{z1}, \gamma_{xy1}, \gamma_{yz1}, \gamma_{zx1}$, а по ним — октаэдрические касательные напряжения τ_{01} и деформации сдвига γ_{01} (при использовании МКЭ — в каждом КЭ).

Такому решению с τ_{01} и γ_{01} на графике $\tau_0 = f(\gamma_0)$ соответствует точка 1 (рис. 7.23, а), расположенная вне действительной кривой, полученной экспериментальным путем. Более достоверной будем считать деформацию γ_{01} , тогда логичнее вместо τ_{01} использовать в дальнейших расчетах величину τ_{01}^* (точка 1*). По τ_{01}^* и γ_{01} находят параметры φ_1^* и ψ_1^* [см. пояснения к формуле (7.44)], а затем по формулам (7.45) — новые параметры E_2^* , ν_2^* второго приближения. Решив заново обычную задачу теории упругости с этими параметрами, получают новые значения τ_{02} и γ_{02} (точка 2, лежащая на секущей прямой 0—1*). Потом находят точку 2*, лежащую на кривой деформирования, и повторяют расчет со значениями τ_{02}^* и γ_{02} и т. д.

Для конструкций с дисперсным армированием, работающих без трещин, необходимо на всех этапах расчета учитывать анизотропию материала. Обычно элементы армирования считают работающими упруго вплоть до разрушения, принимая значения E_s , G_s , ν_s постоянными. По начальным характеристикам бетона E_b , G_b , ν_b подсчитывают переменные параметры упругости для бетона E^* , G^* , ν^* , а также n^* , m^* по формуле (7.45), затем приведенные, или эффективные, характеристики железобетона E_a , $G_{a\beta}$, $\nu_{a\beta}$, ..., E_γ , $G_{\gamma a}$, $\nu_{\gamma a}$ по формулам (7.34) и, наконец, матрицы упругости $[D]_{red}^*(\epsilon)$ в местной системе координат α, β, γ по формулам (7.32) и (7.33), а также $[D_{red}]^*(\epsilon)$ в системе координат x, y, z по формуле (7.31). Для каждого стержня i концентрированного армирования нелинейные физические уравнения определяют по формуле (7.35), но вместо величин E_{pi} и ν_{pi} используются переменные параметры упругости E_{pi}^* и ν_{pi}^* , получаемые по теории пластичности для металлов. Подсчитанные матрицы $[D]_{red}^*(\epsilon)$ и $[D]_{pi}^*(\epsilon)$ используются при решении задач теории упругости на каждом этапе расчета.

Учет физической нелинейности бетона может быть выполнен с применением метода последовательного нагружения (шагового метода). На каждом шаге внешняя нагрузка получает приращения, по которым вычисляют соответствующие приращения напряжений и деформаций (рис. 7.23, б). При шаговом расчете матрицу упругости $[D]_b^*(\Delta\epsilon)$

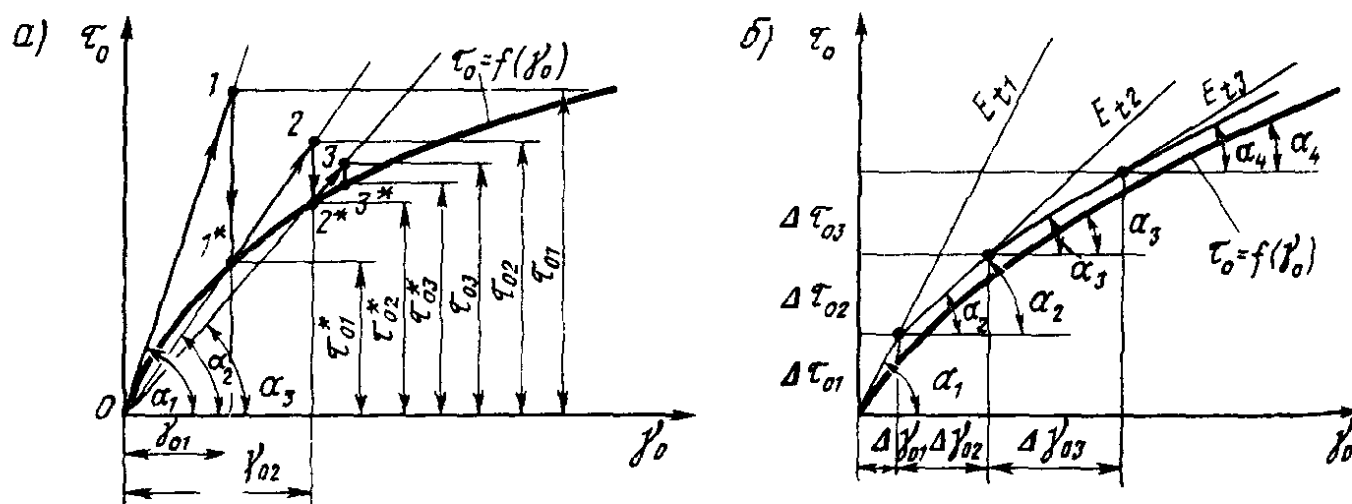


Рис. 7.23. Схемы решения нелинейных уравнений теории пластичности

записывают по аналогии с формулой (7.45), но с заменой упругих параметров E^*, G^*, ν^* на характеристики E_i^*, G_i^*, ν_i^* , которые соответствуют каждому шагу нагружения на кривой и являются касательными модулями.

Критерии прочности и трещинообразования в железобетоне. К настоящему времени создано несколько теорий прочности бетона и железобетона, имеющих хорошее экспериментальное подтверждение [32]. Для описания процесса трещинообразования и разрушения бетона используют различные критерии прочности, например, в форме

$F(\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2, \bar{\sigma}_3) = 0$; $F(\bar{\sigma}_0, \bar{\tau}_0, \mu_\sigma) = 0$; $F(\bar{\sigma}_0, \bar{\tau}_0, \bar{I}_3(D_\sigma)) = 0$, где $\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2, \bar{\sigma}_3$ — предельные главные напряжения; $\bar{\sigma}_0, \bar{\tau}_0$ — предельные (нормальное и касательное) октаэдрические напряжения; μ_σ — параметр Лоде—Надаи по напряжениям; $\bar{I}_3(D_\sigma)$ — третий инвариант девиатора предельных напряжений.

На основе зарубежных исследований обычного тяжелого бетона, работающего в условиях плоского напряженного состояния, получены достаточно достоверные уравнения $F(\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2, \bar{\sigma}_3) = 0$ для границ области прочного сопротивления бетона (рис. 7.24). При этом прочность бетона обеспечена, если исследуемая точка, характеризующая действующее напряженное состояние, лежит внутри контура $F(\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2, \bar{\sigma}_3) = 0$. На рис. 7.24 показаны очертания зон упругой работы материала (штрихпунктирная линия 1), появления и распространения микротрещин (штриховая линия 2) и предела прочности бетона (сплошная линия 3).

С некоторым приближением полученные критерии могут быть обобщены на случай трехмерного напряженного состояния и записаны в виде:

$$\left. \begin{aligned} &\text{для трехосного сжатия } (0,2 R_{bt} > \sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3) \\ &\quad (\tilde{\sigma}_1 + \tilde{\sigma}_2 + \tilde{\sigma}_3)^2 + 3,65 (\tilde{\sigma}_1 + \tilde{\sigma}_2) + \tilde{\sigma}_3 = 0; \\ &\text{для двухосного сжатия с растяжением } (\sigma_1 > 0, 2R_{bt} > \sigma_2 > \sigma_3) \\ &\quad 1 - \tilde{\sigma}_1/\chi + 0,8 (\tilde{\sigma}_2 + \tilde{\sigma}_3) = 0; \\ &\text{для одноосного сжатия с двухосным растяжением } (\sigma_1 > \sigma_2 > \\ &> 0, 2R_{bt} > \sigma_3) \\ &\quad 1 - (\tilde{\sigma}_1 + \tilde{\sigma}_2)/\chi + 0,8\tilde{\sigma}_3 = 0; \\ &\text{для трехосного растяжения } (\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3 > 0) \\ &\quad \tilde{\sigma}_1 - \chi = 0, \end{aligned} \right\} \quad (7.46)$$

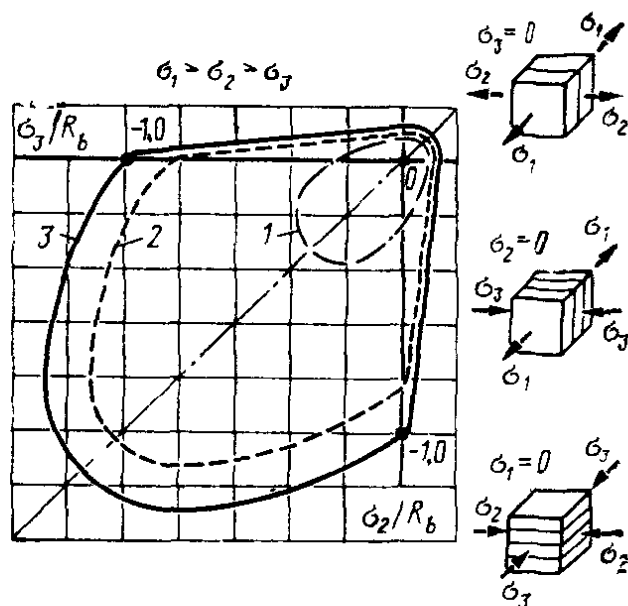


Рис. 7.24. Прочность бетона при двухосном напряженном состоянии

где $\bar{\sigma}_i = \sigma_i / R_b$; $\bar{\sigma}_i$ — предельные главные напряжения ($\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2, \bar{\sigma}_3$); $\gamma = R_{bt} / R_b$.

Принятое обобщение, бесспорно, является допущением, однако многочисленные расчеты тестовых примеров указывают на вполне удовлетворительное совпадение расчетных и экспериментальных данных. Наибольшие погрешности возникают в зонах, подверженных гидростатическому сжатию, но в мостовых конструкциях такие зоны отсутствуют.

В общем случае при исследовании трехмерного напряженно-деформированного состояния бетона более правильным является рассмотрение поверхностей предела упругости 1, трещинообразования 2 и предела прочности 3 в пространстве главных напряжений $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ (рис. 7.25, а).

Большая работа по совершенствованию критериев прочности и трещинообразования, основанная на обобщении многочисленных отечественных и зарубежных экспериментальных исследований, проведе-

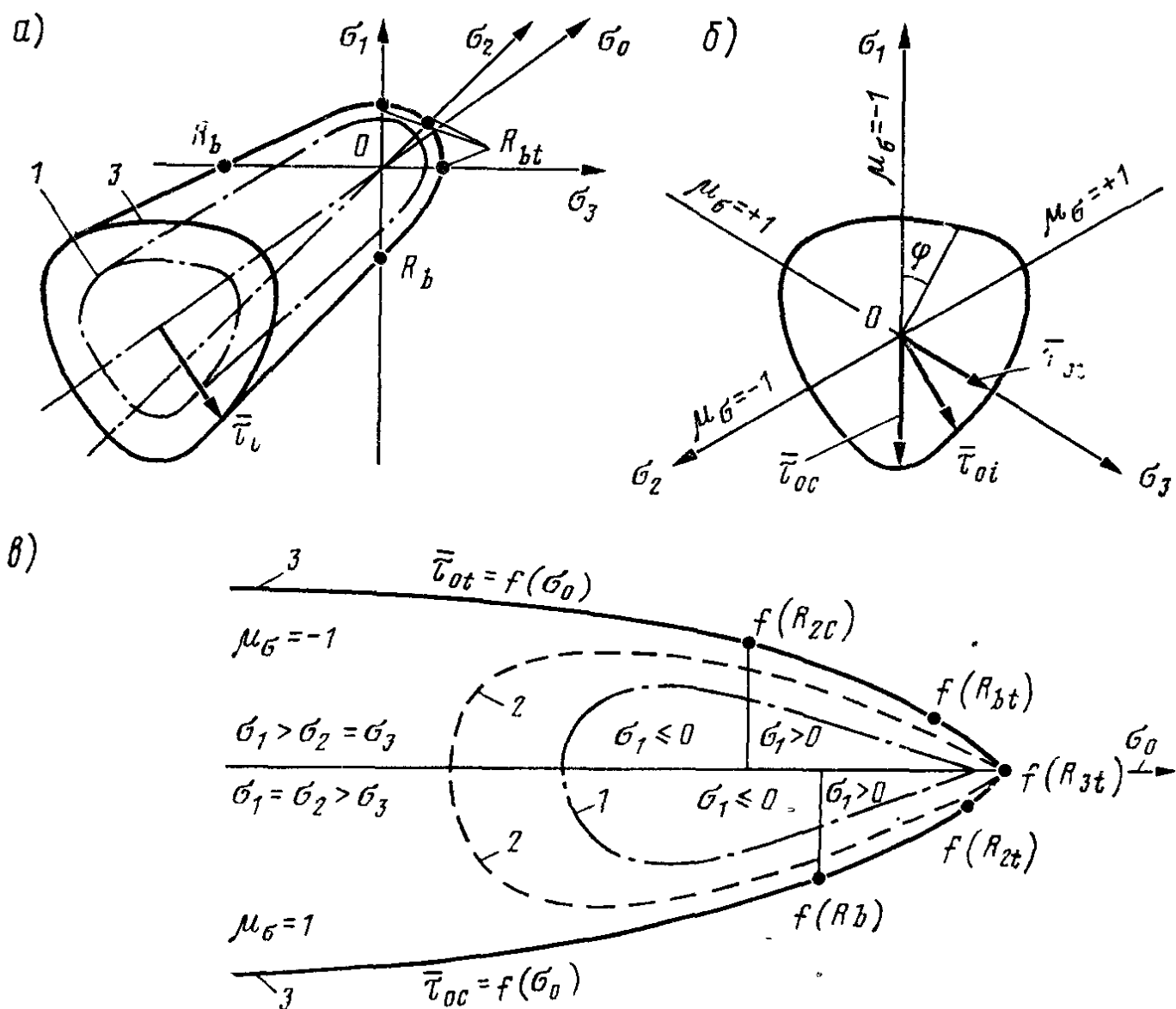


Рис. 7.25. Поверхность предельной прочности бетона при трехосном напряженном состоянии

на в НИИЖТе [32]. Принято, что в пространстве главных напряжений предельная поверхность открыта со стороны равномерного всестороннего сжатия и отсекает на положительных осях $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ отрезки, равные R_{bt} , а на отрицательных осях — равные R_b (см. рис. 7.25, а).

Девиаторное сечение, перпендикулярное к продольной оси предельной поверхности, является замкнутой фигурой, близкой по своему очертанию к криволинейному равностороннему треугольнику (рис. 7.25, б), переходящему по мере увеличения гидростатического давления в окружность (при $\sigma_0 \rightarrow \infty$). Главные меридиональные сечения поверхности прочности построены при $\bar{\sigma}_1 = \bar{\sigma}_2 > \bar{\sigma}_3$ (при коэффициенте Лоде—Надаи по напряжениям $\mu_\sigma = +1$) при $\bar{\sigma}_1 > \bar{\sigma}_2 = \bar{\sigma}_3$ (при $\mu_\sigma = -1$) (рис. 7.25, в).

Для трехмерных задач в качестве основного варианта предложена зависимость в форме

$$F[\bar{\sigma}_0, \bar{\tau}_0, \bar{I}_3(D_\sigma)] = 0. \quad (7.47)$$

Предельную прочность бетона в плоском напряженном состоянии предложено определять из уравнений:

в области сжатие — сжатие

$$\left. \begin{aligned} \bar{\tau}_0 [1 + (1 - 1/\tilde{R}_{2c}) (1 + \sqrt{2} \xi)] - \sqrt{2} R_b / 3 &= 0; \\ \bar{\tau}_0 [2/(3\chi) + \sqrt{2} (1/\chi - 1) \xi / 2 + (1 - 1/(3\chi)) \xi^2] - \sqrt{2} R_b / 3 &= 0, \end{aligned} \right\} \quad (7.48)$$

где $\tilde{R}_{2c} = R_{2c}/R_b$; R_{2c} — расчетное сопротивление бетона при двухосном равномерном сжатии; $\xi = \bar{\sigma}_0/\bar{\tau}_0$.

Жесткостные характеристики для железобетонных элементов с трещинами определяют в зависимости от соотношений главных напряжений, при этом различают четыре схемы разрушения.

Схема 0 соответствует раздроблению бетона по всему объему конечного элемента вследствие трех-, двух- или одноосного сжатия. При этом элемент полностью выключается из работы конструкции, а все параметры упругости для бетона и арматуры условно принимают равными нулю при $[D]_{red}^*(\epsilon) = 0$.

Схема 1 соответствует появлению одной или нескольких параллельных трещин в пределах конечного элемента. В большинстве известных программ расчета трещина фиксируется по центру КЭ, причем без учета концентрации напряжений у концов трещин и нарушения сцепления в зоне заделки стержней в бетон. Обычно поверхность трещины принимают совпадающей с площадкой главного напряжения σ_1 . Считается, что образование трещины разделяет элементарный объем на две части.

В направлении, перпендикулярном к трещине, бетон не воспринимает растягивающих напряжений. Если трещина пересекает арма-

турные стержни, то эти напряжения передаются на арматуру. В направлении, параллельном трещине, все свойства, присущие структурно макрооднородному бетону, сохраняются. В таком случае матрицу упругости для материала с нарушенной структурой удобно представить в виде $[D]_{red}^*(\epsilon) = [D]_{red}(\epsilon) - [D]_{cr}(\epsilon)$, где матрица упругости $[D]_{red}(\epsilon)$ неразрушенного материала может быть подсчитана при упругой работе железобетона по формуле (7.31), при упругопластической работе бетона — по формуле (7.45), а железобетона — с учетом формулы (7.34).

Схема 2 соответствует образованию взаимноортогональных трещин двух направлений, плоскости которых перпендикулярны главным растягивающим напряжениям σ_1 и σ_2 . В расчетах следует произвести повторное преобразование матрицы упругости $[D]_{red}^*(\epsilon)$, используя вместо $[D]_{red}(\epsilon)$ матрицу $[D]_{red}^*(\epsilon)$, вычисленную после появления трещин одного направления.

Схема 3 предполагает образование ортогональных трещин трех направлений, плоскости которых перпендикулярны главным напряжениям $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$.

С помощью полученных матриц упругости могут быть подсчитаны матрицы жесткости для отдельных КЭ по формуле (7.29), а по ним —

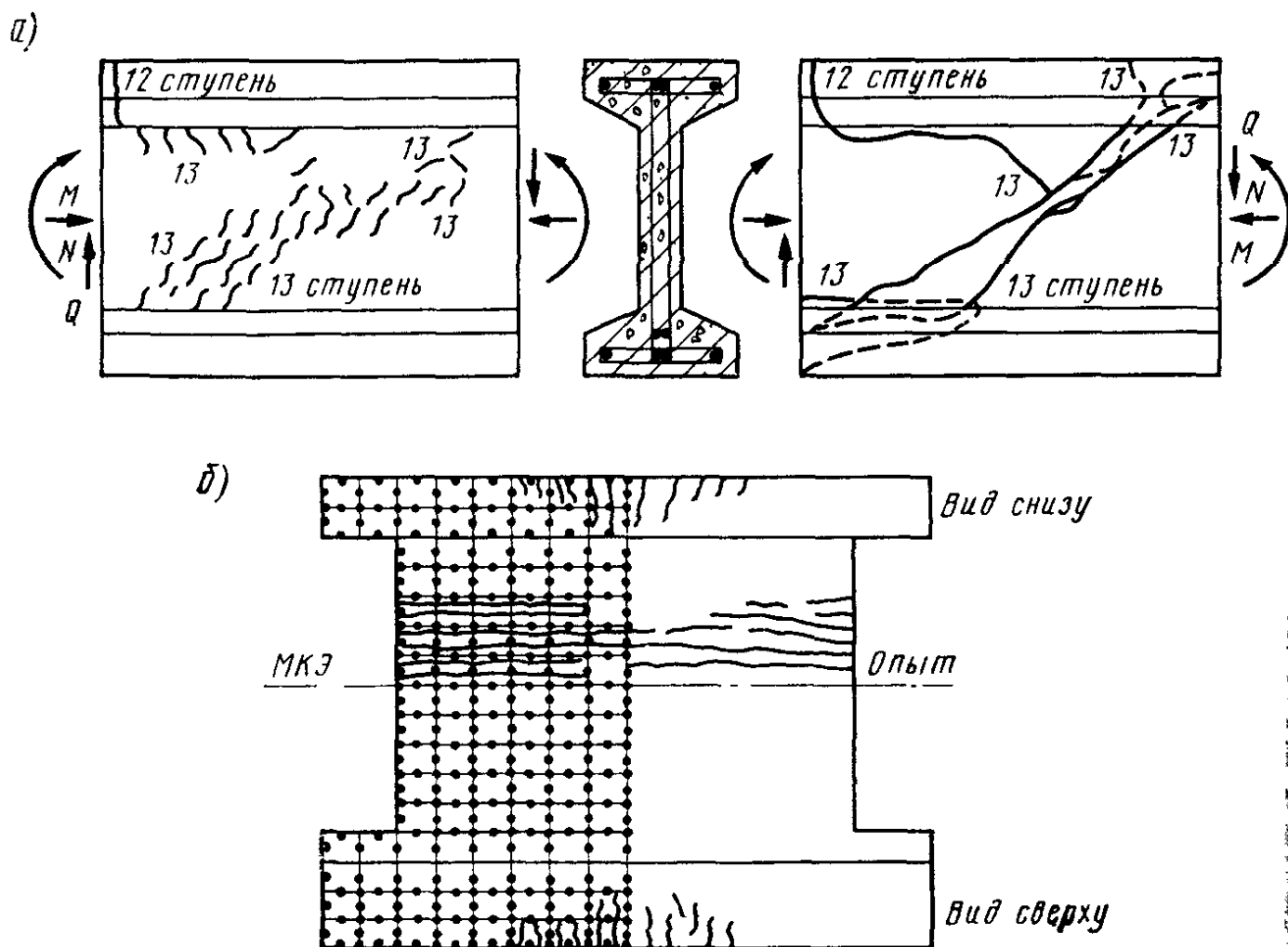


Рис. 7.26. Сравнение результатов расчета по МКЭ с экспериментальными данными

общая матрица жесткости $[K]$ по формуле (7.28). Решение матричного уравнения эллиптического типа (7.28) может быть получено путем обращения матрицы $[K]$, т. е. по формуле

$$\{q\} = [K]^{-1} \{F\}. \quad (7.49)$$

В результате испытаний железобетонной преднапряженной модели пролетного строения длиной 63 м (см. рис. 7.9) появилась возможность сравнения теоретической картины трещинообразования, полученной на ЭВМ с помощью МКЭ для участка блока нижнего пояса фермы (рис. 7.26, а, слева), с механизмом разрушения участка, возникшим при испытании модели (рис. 7.26, а, справа). Хорошо согласуются между собой схемы образования и развития трещин, полученные для натурального блока проезжей части, имеющего П-образное сечение (на рис. 7.26, б показана его развертка).

7.5. ОСОБЕННОСТИ РЕШЕНИЯ НЕСТАЦИОНАРНЫХ СТАТИЧЕСКИХ И ДИНАМИЧЕСКИХ ЗАДАЧ

Расчет на длительные силовые воздействия. Рассмотрим работу реальной мостовой конструкции с учетом проявления деформаций в функции времени (см. § 5.1). Имеются в виду особенности деформаций ползучести раннего, интенсивно стареющего бетона в стадии изготовления сборных элементов, а также стареющего и старого бетона в стадии эксплуатации (см. § 6.4). В первом случае ползучесть необходимо учитывать в расчетах совместно с изменяющимися значениями температуры θ и влажности ω . Во втором случае учет ползучести возможен отдельно от влияния θ и ω .

Для конструкций с малыми и средними пролетами эксплуатационные значения напряжений сжатия от постоянных нагрузок $\sigma_{cg} \leq \leq (0,4 \dots 0,5) R_b$. Тогда можно использовать уравнение (6.31) и для стареющего бетона ($28 \leq \tau_1 \leq 360$ сут) принять $E_\tau = E_{\tau 1} = E_b = = \text{const}$. Меру ползучести примем по формуле (6.32), причем в дальнейших расчетах удобнее использовать функции $\theta(\tau)$ и $f(t - \tau)$ в такой форме:

$$\left. \begin{aligned} \theta(\tau) &= c_b(\infty, t_0) [c + a/(d + \tau)]; \\ f(t - \tau) &= 1 - B_1 \exp[-\gamma_1(t - \tau)] - B_2 \exp[-\gamma_2(t - \tau)], \end{aligned} \right\} \quad (7.50)$$

где $c_b(\infty, t_0)$ — предельное значение меры ползучести бетона; $a, c, d, B_1, B_2, \gamma_1, \gamma_2$ — числовые эмпирические коэффициенты.

В прикладной линейной теории ползучести общепринятым является допущение о равенстве коэффициентов упругой поперечной деформации $\nu_1(\tau)$ и поперечной деформации ползучести $\nu_2(t, \tau)$, т. е. $\nu_1(\tau) = \nu_2(t, \tau) = \nu = \text{const}$. Тогда полная единичная поперечная

деформация бетона $\delta_1(t, \tau) = \nu \delta(t, \tau)$, а деформация сдвига $\delta_2(t, \tau) = 2(1 + \nu) \delta(t, \tau)$. С учетом сказанного

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_x^*(t) &= \varepsilon_x^0(t) + \left\{ \sigma_x^*(t) - \nu [\sigma_y^*(t) + \sigma_z^*(t)] / E_b(t) - \right. \\ &\quad \left. - \int_{\tau_1}^t \{ \sigma_x^*(\tau) - \nu [\sigma_y^*(\tau) + \sigma_z^*(\tau)] \} [\partial \delta(t, \tau) / \partial \tau] d\tau; \right. \\ \gamma_{xy}^*(t) &= \gamma_{xy}^0(t) + 2(1 + \nu) \left\{ \tau_{xy}^*(t) / E_b(t) - \int_{\tau_1}^t \tau_{xy}^*(\tau) [\partial \delta(t, \tau) / \partial \tau] d\tau \right\}, \end{aligned} \right\} \quad (7.51)$$

где $\varepsilon_x^0(t)$ и $\gamma_{xy}^0(t)$ — вынужденные деформации.

Уравнения для $\varepsilon_y^*(t)$, $\varepsilon_z^*(t)$, $\gamma_{yz}^*(t)$, $\gamma_{zx}^*(t)$ могут быть получены путем соответствующих перестановок индексов в формулах (7.51). Для решения задач ползучести в матричной форме необходимо использование формул (7.27) и (7.51) с векторами, зависящими от времени, т. е.

$$\begin{aligned} \{\varepsilon^*\}^T &= \{\varepsilon_x^*(t) \ \varepsilon_y^*(t) \ \varepsilon_z^*(t) \ \gamma_{xy}^*(t) \ \gamma_{yz}^*(t) \ \gamma_{zx}^*(t)\}; \\ \{\sigma^*\}^T &= \{\sigma_x^*(t) \ \sigma_y^*(t) \ \sigma_z^*(t) \ \tau_{xy}^*(t) \ \tau_{yz}^*(t) \ \tau_{zx}^*(t)\}. \end{aligned}$$

В общем случае расчет по МКЭ для однородного изотропного трехмерного тела сводится к решению уравнения

$$[K] \{q\}^* = \{F\}, \quad (7.52)$$

где $\{q\}^*$ — вектор искомых узловых перемещений, включающих деформации ползучести; $\{F\}$ — вектор эквивалентных узловых сил, вызванных внешними воздействиями, в том числе и деформациями ползучести [см. $\{f\}_\Phi$ в формуле (7.30)].

Вектор $\{f\}_\Phi$ для каждого конечного элемента e_r может быть получен по формуле

$$\{f\}_\Phi = - \int_{e_r} [B]^T [D]_{red} \{\varepsilon\}_c de_r, \quad (7.53)$$

где $[B]$ — матрица дифференцирования [см. формулу (7.29)]; $[D]_{red}$ — матрица упругости при $E_b = \text{const}$; $\{\varepsilon\}_c$ — вектор изменения деформаций от ползучести.

Если известны значения элементов вектора $\{q\}^*$, то может быть найден вектор $\{\varepsilon\}^* = [B] \{q\}^*$, а по нему полные напряжения в любой точке конечного элемента:

$$\{\sigma\}^* = \{\sigma_0\} + [D]_{red} \{\varepsilon\}^*, \quad (7.54)$$

где $\{\sigma\}_0$ — вектор остаточных напряжений; $\{\varepsilon\}^* = \{\varepsilon\} - \{\varepsilon_0\} - \{\varepsilon\}_c$; $\{\varepsilon\}$ — вектор упруго-мгновенных деформаций от силовых воздействий; $\{\varepsilon_0\}$ — то же, но от начальных, или вынужденных, деформаций.

Зная $\{\varepsilon\}^*$, можно найти $\{\varepsilon\}_c$ и $\{f\}_\Phi$.

Для решения уравнения (7.52) удобно воспользоваться итерационным методом начальных деформаций, при котором подбирают приращения вектора $\Delta \{\varepsilon\}_c$ по времени так, чтобы в каждом элементе кон-

струкции удовлетворялись соотношения (7.51) и (7.54). Блок-схема решения задачи линейной ползучести приведена на рис. 7.27. На каждом шаге по времени τ_j решается система нелинейных уравнений. При принятых допущениях обращение матрицы $[K]$ производится для конструкции с упруго-мгновенными свойствами материала, не меняющимися во времени.

В расчетах с использованием теории упруго-ползучего тела требуется знать напряженно-деформированное состояние конструкции для всех предыдущих интервалов времени. Чтобы сократить необходимую информацию об истории нагружения, можно пойти по пути, предложенному в работе [34], если выражение $\delta(t, \tau_i) = 1/E(\tau_i) + \dots$ под интегралом в формуле (6.31) представлено в виде суммы произведений функций от τ и t . При использовании формул (6.32) и (7.50) может быть получена сумма трех слагаемых с отдельными переменными τ и t :

$$\delta(t, \tau_i) = \delta_0(\tau_i) \exp(-\gamma_0 t) + \delta_1(\tau_i) \exp(-\gamma_1 t) + \delta_2(\tau_i) \exp(-\gamma_2 t). \quad (7.55)$$

где $\delta_0(\tau_i) = 1/E(\tau_i) + \theta(\tau_i)$; $\delta_1(\tau_i) = -\theta(\tau_i) B \exp(-\gamma_1 \tau_i)$; $\delta_2(\tau_i) = -\theta(\tau_i) B_2 \times \exp(-\gamma_2 \tau_i)$; $\gamma_0 = 0$.

При таком представлении $\delta(t, \tau_i)$ решение задачи сводится к рекуррентной зависимости для подсчета деформаций на каждом интервале времени. При этом объем хранимой информации не зависит от количества интервалов, что является существенным преимуществом алгоритма расчета, изложенного в работе [34].

Нестационарные задачи расчета на температурные воздействия. При проектировании железобетонных пролетных строений важным вопросом является определение пространственных полей температур $\theta(x, y, z, \tau)$ и влажностей $\omega(x, y, z, \tau)$, по которым могут быть найдены поля напряжений $\sigma(x, y, z, \tau)$ и деформаций $\epsilon(x, y, z, \tau)$. Для расчета тел сложной конфигурации с физико-механическими и теплофизическими характеристиками, переменными как по координатам, так и

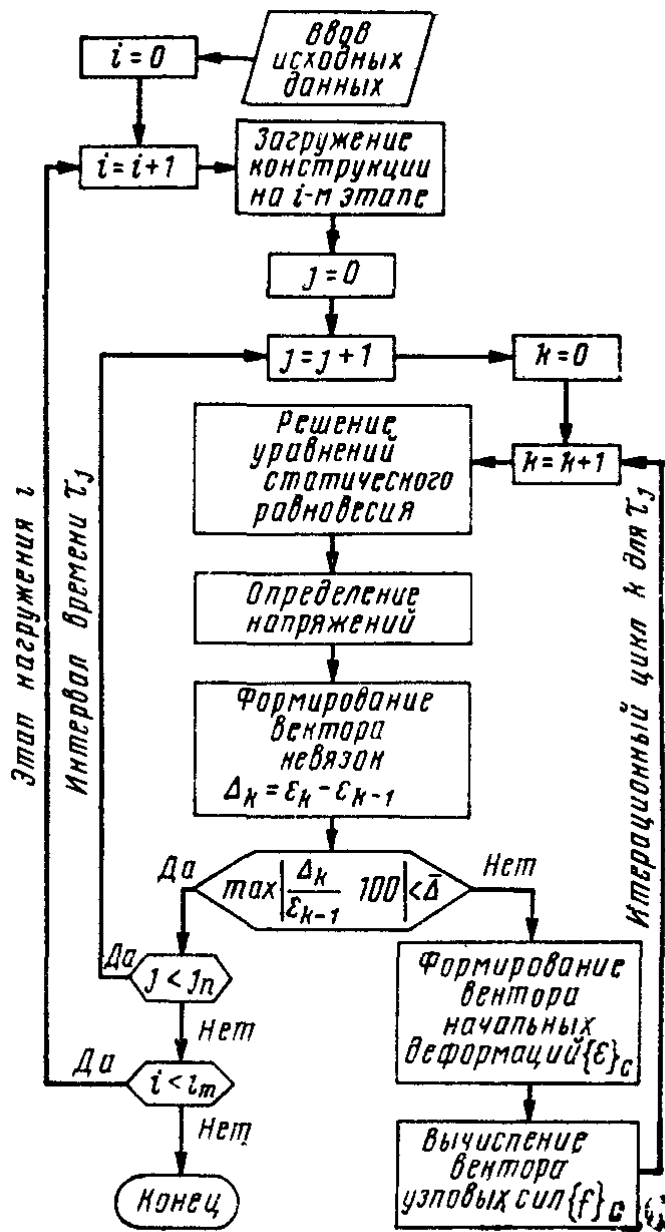


Рис. 7.27 Блок-схема решения задачи линейной ползучести по методу начальных деформаций

по времени, наиболее целесообразно использовать МКЭ. Большое влияние на эксплуатационную надежность и долговечность моста оказывают поля θ , ω , σ , ϵ , возникающие в стадии изготовления сборных блоков от неравномерных проявлений экзотермии бетона и стока влаги [67]. Если ориентироваться на вариационный подход к решению задачи, то придем к матричному уравнению математической физики параболического типа

$$[\tilde{C}] \{\dot{\theta}\} + [\tilde{K}] \{\theta\} = -\{\tilde{F}\}, \quad (7.56)$$

где $[\tilde{C}]$ — общая матрица теплоемкости конструкции; $[\tilde{K}]$ — общая матрица теплопроводности; $\{\tilde{F}\}$ — вектор тепловых узловых сил всей системы; $\{\theta\}$ — вектор искомых узловых температур в конструкции, К; $\{\dot{\theta}\}$ — вектор скоростей изменения температур, К/с.

В качестве основной рассмотрим прямую нестационарную краевую задачу теории теплопроводности с граничными условиями III рода при конвективном теплообмене с окружающей средой по закону Ньютона.

Вклад каждого отдельного конечного элемента e , в общие матрицы $[\tilde{C}]$, $[\tilde{K}]$ и вектор $\{\tilde{F}\}$ выражается формулами:

$$\left. \begin{aligned} [\tilde{c}]_e &= \int_V c_b \rho_b [N]^T [N] dV, \\ [k]_e &= \int_V [B]^T [H] [B] dV - \int_V c_b \rho_b \omega [N]^T [N] dV + \int_{\tilde{S}_2} h [N]^T [N] dS; \\ [\tilde{f}]_e &= - \int_V Q [N]^T dV + \int_{\tilde{S}_1} q [N]^T dS - \int_{\tilde{S}_2} h \varphi [N]^T dS, \end{aligned} \right\} \quad (7.57)$$

где c_b — удельная теплоемкость, Дж/(кг·К); ρ_b — плотность бетона, кг/м³; $[N]$ — матрица функций формы для конечного элемента e ; V — объем конечного элемента, м³; $[B]$ — матрица дифференцирования; $[H]$ — матрица коэффициентов теплопроводности, Вт/(м·К) (для изотропного тела матрицы $[H]$ заменяется на скалярную величину λ_b); $\omega(\tau)$ — интенсивность распределенных по объему источников тепла, 1/с; h — коэффициент конвективного теплообмена на части поверхности элемента s_2 , Вт/(м²·К); Q — источник тепла внутри тела объемом V или сток, не зависящий от температуры, Вт/м³; q — интенсивность теплового потока на части поверхности s_1 , Вт/м²; $\varphi = \varphi(\tau)$ — функция температуры окружающей среды, К.

При решении уравнения (7.56) наиболее удобным следует считать применение конечных разностей с дискретизацией уравнения по времени с помощью неявной центральной разностной схемы Кранка—Николсона. Заменяв вектор первых производных по времени τ приближенными соотношениями $\{\dot{\theta}\} = (\{\theta\}_{n+1} - \{\theta\}_n) / \Delta\tau$, а также подсчитав значения $\{\theta\} = (\{\theta\}_{n+1} + \{\theta\}_n) / 2$ и $\{\tilde{F}\} = (\{\tilde{F}\}_{n+1} + \{\tilde{F}\}_n) / 2$ для средней точки интервала времени $\Delta\tau = \tau_{n+1} - \tau_n$, получим матричное уравнение

$$(2[\tilde{C}] / \Delta\tau + [\tilde{K}]) \{\theta\}_{n+1} = (2[\tilde{C}] / \Delta\tau - [\tilde{K}]) \{\theta\}_n - (\{\tilde{F}\}_{n+1} + \{\tilde{F}\}_n), \quad (7.58)$$

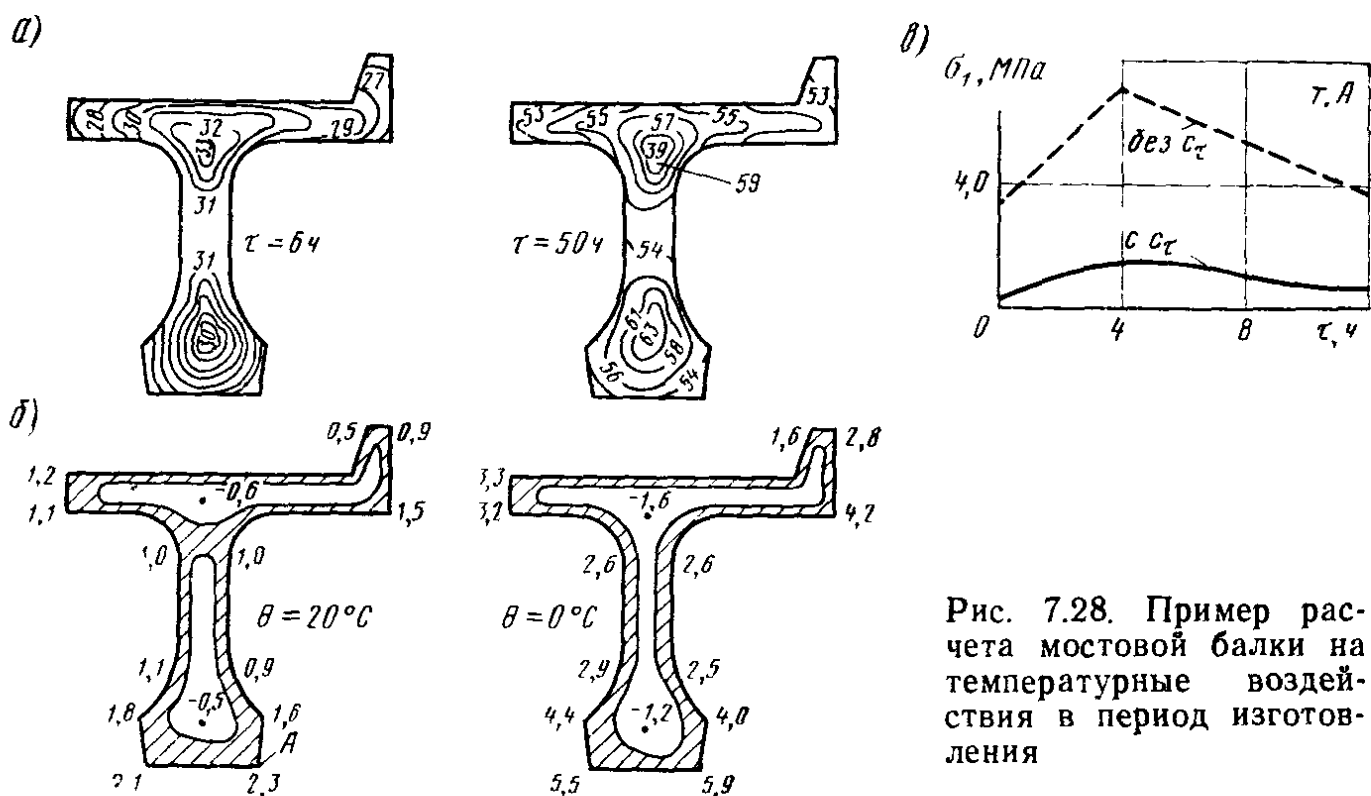


Рис. 7.28. Пример расчета мостовой балки на температурные воздействия в период изготовления

которое представляет собой рекуррентную последовательность, используемую для определения вектора узловых температур $\{\theta\}$ для любого времени τ [31]. Для определения векторов $\{\sigma\}$ и $\{\epsilon\}$ задача решается по обычной расчетной схеме МКЭ с подсчетом эквивалентных узловых сил, вызванных отклонением температур $\Delta\theta$ от некоторого равновесного значения, по формуле

$$\{f\}_{\epsilon_0}^e = - \int_{e_r} [B]^T [D]_{red} \{\epsilon_0\} de_r, \quad (7.59)$$

где $\{\epsilon_0\} = \{\alpha\Delta\theta\}$ — вектор начальных деформаций; α — коэффициент линейного теплового расширения.

В качестве примера была рассчитана опытная мостовая балка длиной 23,6 м для периода изготовления (с учетом экзотермии бетона в процессе твердения). На рис. 7.28, а показаны изолинии температур, подсчитанных для периодов времени $\tau = 6$ ч и $\tau = 50$ ч, т. е. соответственно до начала (при $\theta = 20$ °C) и в процессе пропаривания балки (при $\theta = 50$ °C). На рис. 7.28, б показаны поля главных растягивающих напряжений σ_1 (заштрихованы), полученные с помощью МКЭ для периода времени через 2 ч после снятия опалубки при температуре окружающей среды 20 °C или 0 °C. В расчетах в качестве начальной была принята среднеинтегральная температура по сечению балки. Подсчитанные напряжения [17] существенно снижаются за счет интенсивной ползучести раннего бетона (рис. 7.28, в).

Для моделирования трещинообразования в твердеющем бетонном элементе необходимо знать прочностные характеристики $R_b(\tau)$ и $R_{bt}(\tau)$ для бетона в раннем возрасте. Для этой цели наиболее целесообразны косвенные методы определения прочности.

Используя гипотезу приведенного времени [2], прочность бетона $R(\tau)$ в момент времени τ определяют в зависимости от температуры в момент τ и режима обработки $\theta(\tau)$ до момента τ , т. е. $R[\theta(\tau), \tau] = R_\infty f(\tau^*)$, где R_∞ — предел прочности бетона; τ^* — приведенное время, учитывающее твердение бетона при произвольном режиме $\theta(\tau)$.

Динамические задачи расчета мостовых сооружений. Для новых, недостаточно изученных железобетонных конструкций имеют значение расчеты исследовательского уровня для выяснения особенностей динамической работы элементов моста, не учитываемых действующими нормами. В связи с необходимостью строительства дорог в районах с высокой сейсмичностью острее становятся вопросы расчетов мостов.

В современных условиях практически во всех странах мира происходит увеличение интенсивности движения всех видов транспорта, что сопровождается, наряду с этим, повышением грузоподъемности и массы транспортных единиц, а также скоростей их движения. Таким образом, увеличивается вероятность воздействий на мосты нагрузок аварийного, в том числе ударного, импульсного типа. Опасность возникновения аварийной ситуации может быть уменьшена за счет повышения уровня эксплуатации, проверочных расчетов элементов на действие случайных аварийных нагрузок или устройства защиты несущей конструкции с помощью отдельных специальных элементов.

В расчетах на динамические воздействия основным является матричное уравнение математической физики гиперболического типа

$$[M]\{\ddot{q}\} + [C]\{\dot{q}\} + [\bar{K}]\{q\} = \{F\}, \quad (7.60)$$

где $[\bar{M}]$ — матрица масс сооружения; $[C]$ — матрица затухания сооружения $[\bar{K}] = [K] - [S]$ — приведенная матрица жесткости системы; $[K]$ — матрица жесткости, характеризующая упругие свойства сооружения; $[S]$ — матрица устойчивости, определяемая геометрическими параметрами системы и учитывающая влияние осевых нагрузок на прогибы элементов системы; $\{F\} = \{F\} \times \times (t)$ — вектор внешних динамических нагрузок.

Полученное уравнение применимо как для стержневых систем с сосредоточенными массами в узлах, так и для сплошных сред с массами, распределенными по каждому конечному элементу.

Большое количество динамических задач связано с нахождением спектра собственных частот и форм колебаний. При этом используют матричное уравнение свободных колебаний $[M]\{\ddot{q}\} + [K]\{q\} = 0$, решение которого сводится к алгебраической проблеме собственных значений [60]: $[A]\{q\} = \lambda\{q\}$, где $[A] = [M]^{-1}[K]$; $\{q\}$ — собственный вектор матрицы $[A]$; $\lambda = \theta^2$ — собственное число матрицы $[A]$; θ — круговая частота свободных колебаний. Тогда решением указанных уравнений будет частотное уравнение системы, представляемое в форме $\det \{[K] - \theta^2 [M]\} = 0$ или $\det \{[A] - \lambda [E]\} = 0$, где $[E]$ — единичная матрица. Для сложных пространственных систем получение векторов собственных частот и соответствующих матриц форм собственных колебаний представляет сложную проблему. В таком случае используют QR — алгоритм для матриц $[A]$ общего вида.

Внешние динамические воздействия вызывают вынужденные колебания сооружения. При этом характеристики самых разнообразных воздействий определяют единообразно заданным вектором $\{F\}(t)$. На железных дорогах с электровозной и тепловозной тягой основными можно считать удары колес подвижного состава в стыках рельсов, а также колебания, вызванные влиянием локомотивов и вагонов. В запас прочности каждый одиночный удар колеса можно считать мгновенным импульсом s_i . Любую группу импульсов s_i в пределах периода T повторения групп ударов можно заменить эквивалентным воздействием распределенных импульсов:

$$F(t) = a_0 + \sum_{n=1}^{n=\infty} a_n \cos \omega t + \sum_{n=1}^{n=\infty} b_n \sin \omega t, \quad (7.61)$$

где a_0, a_n, b_n — коэффициенты, зависящие от величин и расположения отдельных импульсов в группе s_i ; ω — круговая частота повторения групп ударов, зависящая от скорости движения поезда и от расположения стыков или неровностей на рельсах.

В расчетах на сейсмические воздействия $F(t) = -m\ddot{\Delta}(t)$, где $\ddot{\Delta}(t)$ — акселерограмма расчетного или конкретного землетрясения.

Наиболее эффективной методикой неупругого динамического анализа конструкции является шаговое интегрирование уравнений колебаний, при котором задача сводится к аппроксимации неупругой работы сооружения рядом последовательно изменяющихся упругих систем. Для момента времени t нелинейное матричное уравнение

$$[M]\{\ddot{q}\}(t) + [C](t)\{\dot{q}\}(t) + [\bar{K}](t)\{q\}(t) = \{F\}(t). \quad (7.62)$$

Используя конечно-разностные соотношения

$$q_t = (q_{t+\Delta t} + q_{t-\Delta t})/2; \quad \dot{q}_t = (q_{t+\Delta t} - q_{t-\Delta t})/(\Delta t); \quad \ddot{q}_t = (q_{t+\Delta t} - 2q_t + q_{t-\Delta t})/(\Delta t)^2$$

и подставив их в уравнение (7.62), получим рекуррентную последовательность систем линейных алгебраических уравнений

$$\{q\}_{t+\Delta t} = [\tilde{K}]_t^{-1} \{\tilde{F}\}_t, \quad (7.63)$$

где $[\tilde{K}]_t = [\bar{K}]_t/2 + [C]_t/\Delta t + [M]/\Delta t^2$; $\{\tilde{F}\}_t = \{F\}_t + ([C]_t\Delta t + 2[M]/\Delta t^2)\{\dot{q}\}_t - ([\bar{K}]_t/2 + [M]/\Delta t^2)\{q\}_{t-\Delta t}$.

Заметим, что в динамических расчетах мостов на действие подвижной нагрузки применение прямого шагового интегрирования системы уравнений (7.62) может привести к накоплениям ошибок во времени. В связи с этим упомянутый подход рационален для исследования установившихся вынужденных колебаний на сравнительно небольшом отрезке времени, не превышающем 8—10 периодов основного тона. В работе [58] дан пример расчета изгибаемых балок из обычного железобетона на ударную нагрузку.

В заключение следует отметить, что в современных условиях наиболее мощным и универсальным расчетным аппаратом является МКЭ.

1. Автоматизация расчетов транспортных сооружений /А. С. Городецкий, В. И. Заворицкий, А. И. Лантух-Лященко, А. О. Рассказов. М.: Транспорт, 1989. 232 с.
2. Автоматизированная информационно-измерительная система «Тепло» для исследования процесса набора прочности бетона при его тепловой обработке/ В. Л. Бурнштейн, Б. М. Куликов, А. Р. Соловьянчик, В. П. Абрамов//Автоматизация исследований в транспортном строительстве. М., 1979. С. 26—37. (Труды ЦНИИСа; Вып. 109).
3. А к т у г а н о в И. З. Инженерный способ расчета железобетонных конструкций на ползучесть и усадку бетона //Исследование работы искусственных сооружений. Новосибирск, 1967. С. 26—40. (Труды НИИЖТа; Вып. 66).
4. А к т у г а н о в И. З. Методика определения требований к морозостойкости бетона транспортных сооружений в зависимости от климатических условий // Реконструкция и совершенствование решений несущих элементов производственных зданий на транспорте. Новосибирск, 1989. С. 25—32.
5. А н д р е е в В. Г., Г л ы б и н а Г. К. Работа железнодорожных балочных мостов на продольные силы // Трансп. стр-во. 1973. № 5. С. 42—43.
6. А с т р а х а н А. Х., Г е р ш у н и И. Ш., Е в д о к и м о в В. А. Учет распределяющего действия пути при расчете плиты балластного корыта// Трансп. стр-во. 1985. № 3. С. 20—21.
7. Б а р а н о в а Т. И. Новый метод расчета поперечной арматуры в коротких консолях //Бетон и железобетон. 1987. № 3. С. 22—25.
8. Б а т е К., В и л с о н Е. Численные методы анализа и метод конечных элементов. М.: Стройиздат, 1982. 448 с.
9. Б е л о в Б. П. Расчет глубины заделки штырей в стыках сборных конструкций //Бетон и железобетон. 1984. № 6. С. 18—19.
10. Б о г д а н о в Н. Н., Е в д о к и м о в В. А. Классификация железобетонных пролетных строений под железную дорогу по изгибу стенки в поперечной плоскости //Исследования искусственных сооружений на железнодорожном транспорте М., 1985. С. 18—26. (Межвузовский сб. науч. тр.).
11. Б у л г а к о в В. Е., З о л о т о в А. Б., Б е л ы й М. В. Полуитерационный метод решения пространственных краевых задач расчета сооружений // Строительная механика и расчет сооружений. 1985. № 6. С. 38—40.
12. Б ы ч к о в Д. В. Строительная механика стержневых тонкостенных конструкций. М.: Госстройиздат, 1962. 475 с.
13. В л а с о в Г. М. Расчет мостовых конструкций с элементами переменного сечения. М.: Транспорт, 1969. 72 с.
14. В л а с о в Г. М., Б о к а р е в С. А., Я ш н о в А. Н. Особенности расчета плиты балластного корыта //Трансп. стр-во. 1988. №4. С.15—16.
15. В л а с о в Г. М., К о з л о в В. М. Обобщенный способ определения напряженно-деформированного состояния нормальных сечений элементов, состоящих из нескольких материалов // Известия вузов. Строительство и архитектура. 1986. № 4. С. 104—107.
16. В л а с о в Г. М., К о з л о в В. М. Учет косвенного армирования в расчетах железобетонных элементов //Бетон и железобетон. 1988. № 4. С. 31—33.
17. Г а п е е в А. И. Определение термонапряженного состояния железобетонных мостовых конструкций с учетом ползучести // Исследования работы искусственных сооружений. Тр. НИИЖТа. 1982. С. 110—114.

18. Геммерлинг А. В. Расчет стержневых систем. М.: Стройиздат, 1974. 207 с.

19. Гибшман Е. Е., Гибшман М. Е. Теория и расчет предварительно напряженных железобетонных мостов. М.: Автотрансиздат, 1963. 397 с.

20. Гибшман М. Е. Таблицы для расчета пролетных строений транспортных сооружений. М.: Транспорт, 1985. 447 с.

21. Гибшман М. Е., Попов В. И. Проектирование транспортных сооружений. М.: Транспорт, 1988. 447 с.

22. Доильницын А. Г., Рытов В. Г. Основные положения расчета на продольные нагрузки железнодорожных мостов с тормозными поясами // Вопросы проектирования и эксплуатации искусственных сооружений. Л. Тр. ЛИИЖТа, 1983. С. 18—26.

23. Железобетонные пролетные строения мостов индустриального изготовления (Конструирование и методы расчета)/Л. И. Иосилевский, А. В. Носарев, В. П. Чирков, О. В. Шелетовский. М.: Транспорт, 1986. 216 с.

24. Залесов А. С., Гундарев В. А., Чижевский В. В. Краевое продавливание // Бетон и железобетон. 1990 № 2. С. 36—38.

25. Залесов А. С., Ермуханов К. Е., Мольбеков И. А. Прочность плит с поперечной арматурой на продавливание // Бетон и железобетон. 1990. № 6. С. 36—38.

26. Захаров Л. В., Колоколов Н. М., Цейтлин А. Л. Сборные неразрезные железобетонные пролетные строения мостов. М.: Транспорт, 1983. 232 с.

27. Ильюшин А. А., Ленский В. С. Сопротивления материалов. М.: Физматгиз, 1959. 371 с.

28. Казакевич М. И. Аэродинамика мостов. М.: Транспорт, 1987. 240 с.

29. Казей И. И., Казей С. И. Воздействие пешеходов на пролетные строения мостов // Исследование работы мостовых конструкций в процессе строительства и эксплуатации. ЦНИИС, 1982. С. 5—26.

30. Козлов В. М. О сходимости метода упругих решений при расчете сечений изгибаемых, внецентренно сжатых и внецентренно растянутых элементов // Исследования работы искусственных сооружений. Новосибирск, 1978. С. 20—24. (Тр. НИИЖТа; Вып. 175).

31. Комплекс программ Виола для решения статических, динамических и температурных задач механики твердого тела/А. И. Гапеев, В. И. Кудашов, А. Г. Смолянин, В. П. Устинов//Прикладные проблемы прочности и пластичности. Алгоритмизация и автоматизация решения задач упругости и пластичности. Горьковский гос. ун-т. 1982. С. 150—153 (Всесоюз. межвуз. сб.).

32. Круглов В. М. Нелинейное сопротивление элементов железобетонных мостовых конструкций: Дисс... д-ра техн. наук. НИИЖТ, Новосибирск, 1988. 392 с.

33. Круглов В. М. Упругие характеристики железобетона при трехосном ортогональном и произвольно направленном армировании // Вопросы надежности и долговечности искусственных сооружений железнодорожного транспорта. Новосибирск. 1988. С. 60—68.

34. Кудашов В. И. Сокращенная схема запоминания истории нагружения при численном решении задач линейной ползучести бетона // Известия вузов. Строительство и архитектура. 1987. № 10. С. 32—36.

35. Кудашов В. И., Устинов В. П. Расчет пространственных железобетонных конструкций с учетом физической нелинейности и трещинообразования // Строительная механика и расчет сооружений. 1981. № 4. С. 6—10.

36. Лившиц Я. Д., Онищенко М. М., Шкуратовский А. А. Примеры расчета железобетонных мостов. Киев: Вища. школа, 1986. 263 с.

37. Лифшиц М. Б. О расчетах по трещиностойкости наклонных сечений железобетонных конструкций мостов // Известия вузов. Строительство и архитектура. 1989. № 2. С. 97—101.

38. Максарев Е. Д., Тананайко О. Д. Статические расчеты мостовых конструкций. Неразрезные балки и фермы. Л.: ЛИИЖТ, 1984. 72 с.
39. Методические рекомендации по проектированию и строительству температурно-неразрезных пролетных строений мостов на автомобильных дорогах/Союздорнии. М. 1977. 74 с.
40. Методические рекомендации по расчету местных напряжений в предварительно напряженных конструкциях мостов/ЦНИИС. М., 1974. 83 с.
41. Методические рекомендации по расчету напряженного состояния железобетонных конструкций транспортных сооружений с учетом ползучести и усадки бетона/ЦНИИС. М. 1987. 62 с.
42. Методические рекомендации по учету влияния ползучести бетона при расчете железобетонных стержней и стержневых систем/НИИСК. Киев, 1981. 73 с.
43. Метод конечных элементов в механике твердых тел/А. С. Сахаров, В. Н. Кислокий, В. В. Киричевский и др. Киев: Вища школа, 1982. 480 с.
44. Новое в проектировании бетонных и железобетонных конструкций/А.А. Гвоздев, С. А. Дмитриев, Ю. П. Гуца и др.; Под ред. А. А. Гвоздева. М.: Стройиздат, 1978. 262 с.
45. Осипов В. С. Справочные таблицы для расчета неразрезных балок на упруго оседающих опорах. М.: Госстройиздат, 1953. 123 с.
46. Писаренко Г. С., Можаровский Н. С. Уравнения и краевые задачи теории пластичности и ползучести. Киев: Наукова думка, 1981. 496 с.
47. Поливанов Н. И. Проектирование и расчет железобетонных и металлических автодорожных мостов. М.: Транспорт, 1970. 516 с.
48. Попов В. И. Численные методы расчета мостовых конструкций на ЭВМ. М.: МАДИ, 1981. 78 с.
49. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов, выполненных без предварительного напряжения арматуры / М.: ЦИТП, 1988. 193 с.
50. Пособие по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов (к СНиП 2.03.01-84). В 2-х ч. Ч. 1. М.: ЦИТП, 1988. 186 с.
51. Проектирование железнодорожных мостов с продольно связанными пролетными строениями/Ю. С. Рязанов, П. А. Генендер. Хабаровск: ХабИИЖТ, 1986. 52 с.
52. Прокопович И. Е., Зедгенидзе В. А. Прикладная теория ползучести. М.: Стройиздат, 1980. 240 с.
53. Расчет железобетонных конструкций по прочности, трещиностойкости и деформациям/ А. С. Залесов, Э. Н. Кодвин, Л. Л. Лемыш, И. К. Никитин. М.: Стройиздат, 1988. 280 с.
54. Рекомендации по расчету на прочность изгибаемых и внецентренно сжатых элементов круглого сечения /ВНИИ трансп. стр-ва. М.: 1986. 38 с.
55. Рекомендации по учету ползучести и усадки бетона при расчете бетонных конструкций. М.: Стройиздат, 1988. 120 с.
56. Руководство по определению грузоподъемности железобетонных пролетных строений железнодорожных мостов/НИИ мостов ЛИИЖТа. М.: Транспорт, 1989. 125 с.
57. Сапронов И. М. Особенности трещинообразования в конструкциях с напрягаемой арматурой, не имеющей сцепления с бетоном //Разработка и исследование новых конструкций и технологии строительства железобетонных мостов и путепроводов. М.: 1988. С. 19—27.
58. Смолянин А. Г., Кудашов В. И., Устьянов В. П. Метод конечных элементов в динамических расчетах железобетонных конструкций с учетом трещинообразования // Известия вузов. Строительство и архитектура. 1982. № 11. С. 121—125.
59. Соловьев Л. Ю., Тихомиров С.А. Об определении направления главных напряжений при трехосном напряженном состоянии //Вопросы на-

дежности и долговечности искусственных сооружений железнодорожного транспорта. Новосибирск, 1988. С. 75—78. (Межвузовский сб. науч. тр.).

60. Стрейг Г. Линейная алгебра и ее применение. М.: Мир, 1980. 454 с.

61. Теллес Д. К. Применение метода граничных элементов для решения неупругих задач. М.: Стройиздат. 1987. 160 с.

62. Тимошенко С.П., Гудьер Дж. Теория упругости. М.: Наука, 1975. 576 с.

63. Указания по устройству и конструкции мостового полотна на железнодорожных мостах. М.: Транспорт, 1989. 120 с.

64. Устинов В. П. Жесткость при стесненном кручении железобетонных элементов симметричного двутаврового сечения // Исследования работы искусственных сооружений. Новосибирск, 1970. С. 52—73. (Тр. НИИЖТа; Вып. 102).

65. Устинов В. П. Конструктивные формы и методы расчета железобетонных пролетных строений мостов комбинированных систем: Дисс. ...д-ра техн. наук. НИИЖТ, 1985. 502 с.

66. Фудзии Т., Дзак М. Механика разрушения композиционных материалов. М.: Мир, 1982. 232 с.

67. Честной В. М. Железобетонные мосты: Температура и надежность. М.: Транспорт, 1991. 135 с.

68. Щербakov Е. Н. Важное направление совершенствования нормативной базы проектирования железобетонных конструкций // Проблемы повышения качества и снижения материалоемкости железобетонных конструкций при проектировании. М.: 1989. С. 4—19.

ОГЛАВЛЕНИЕ

Предисловие	3
Глава 1. Общие сведения о расчетах мостовых железобетонных конструкций	7
1.1. Основные свойства бетона и арматурной стали, учитываемые в расчетах	7
1.2. Предпосылки и особенности расчета железобетонных мостовых конструкций по методу предельных состояний	13
Глава 2. Расчет по предельным состояниям первой группы	23
2.1. Общие положения	23
2.2. Расчет по прочности нормальных сечений	24
2.3. Расчет по прочности наклонных сечений	45
2.4. Расчет по прочности пространственных сечений	51
2.5. Расчет на местное действие нагрузки	56
2.6. Расчет на выносливость	62
Глава 3. Расчет по предельным состояниям второй группы	71
3.1. Общие положения	71
3.2. Расчет по трещиностойкости нормальных и продольных сечений	76
3.3. Расчет по трещиностойкости наклонных сечений	83
3.4. Определение напряженного состояния железобетонных элементов	87
3.5. Расчет на местные напряжения	106
3.6. Расчет по деформациям	110
Глава 4. Расчет нормальных сечений методом упругих решений	116
4.1. Общие положения	116
4.2. Применение метода упругих решений для определения наступления предельных состояний	117
Глава 5. Расчет пролетных строений железобетонных мостов	122
5.1. Общие положения	122
5.2. Расчет балочных разрезных пролетных строений железнодорожных мостов	127
5.3. Расчет балочных разрезных пролетных строений автодорожных и городских мостов	146
Глава 6. Расчет мостов сложных систем	159
6.1. Расчет балочных мостов из разрезных балок	159
6.2. Особенности расчета балочно-консольных и балочно-неразрезных мостов	177
6.3. Особенности расчета элементов пролетных строений	190
6.4. Расчеты с учетом реологических свойств бетона	196
Глава 7. Численные методы расчета сложных мостовых конструкций и их элементов	203
7.1. Общие положения	203
7.2. Основные численные методы, используемые в расчетах мостов	205
7.3. Основные положения МКЭ в статических линейных расчетах нерегулярных систем	219
7.4. Нелинейный статический расчет при кратковременном нагружении вплоть до разрушения	235
7.5. Особенности решения нестационарных статических и динамических задач	245
Список литературы	252