

ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ И ПРОЧНОСТЬ КОНСТРУКЦИЙ ПРИ ДИНАМИЧЕСКИХ НАГРУЗКАХ

Прочность строительных материалов зависит от скорости изменения нагрузки на конструкцию. При действии динамических, быстроизменяющихся нагрузок должны использоваться иные характеристики материалов, чем при обычных, статических. Кроме того, при экстремальных воздействиях допускаются другие предельные состояния конструкций, в частности, повышенные неупругие деформации.

Прочность материалов при динамическом нагружении

Нормативные обозначения прочности

Прежде чем изложить вопросы прочности строительных материалов, остановимся на их нормативных обозначениях. До 1985 г. расчет железобетонных конструкций регламентировался нормами [Бетонные и железобетонные конструкции : СНиП II-21-75], которые были заменены нормами [СНиП 2.03.01-84*], а затем [СНиП 52-01-2003.], в которых использованы новые обозначения материалов. К сожалению, в некоторых документах, продолжающих действовать сегодня, в том числе в нормах [Защитные сооружения гражданской обороны : СНиП II-11-77* Госстрой России 2002.], регулирующих методы проектирования на воздействие взрывов, по-прежнему используются обозначения из норм [СНиП II-21-75].

В старых нормах использовались **марки** бетона по прочности на сжатие, обозначавшиеся М 150, М 200 и т.п. В новых они заменены **классами**, для которых применяются обозначения В 12,5, В 15 и пр. Соотношение между ними вычисляется по формуле

$$M = \frac{B}{0.098(1 - 1.64V)}, \quad (1.1)$$

где V – номинальное значение коэффициента вариации прочности бетона; для всех бетонов, кроме ячеистых, $V = 0.135$, а для ячеистых $V = 0.18$.

Изменились также обозначения арматурных сталей. Они маркировались как А-I, А-III и т.д, а в новых нормах А-240, А-400 и т.д. Приблизительное соответствие между этими обозначениями показано в табл.

Приблизительное соответствие по прочностимежду старыми и новыми обозначениями марок арматурной стали

| Старое | Новое | Старое | Новое | Старое | Новое |
|--------|-------|--------|---------|--------|---------|
| А-I | А 240 | А-III | А 400 | А-V | > В 500 |
| А-II | А 300 | А-IV | > В 500 | Вр-I | В 500 |

Имеются отличия в задании прочностных характеристик бетона в Российских и зарубежных нормах. Эти характеристики определяются путем испытания образцов и зависят от формы последних. В нашей стране используются образцы в виде призмы, и в результате получают «призменную прочность» бетона на сжатие, обозначаемую как $R_{пр}$. Во многих зарубежных странах используются цилиндрические образцы, и получают «цилиндрическую прочность» f_c . Их значения связаны соотношением

$$f_c = 1.07R_{пр}. \tag{1.2}$$

В современных отечественных нормах по проектированию железобетонных конструкций призменная прочность бетона обозначается R_b . Кроме того, в старых нормах прочность арматурной стали обозначалась R_a , а в новых – R_s .

Диаграммы деформирования материалов

Виды диаграмм деформирования. Большинство строительных материалов можно разделить на три группы, различающиеся видом диаграммы деформирования, т.е. зависимости между деформацией ϵ и напряжением σ (рис. 1.1).

1. **Материалы с физическим пределом текучести** (рис. 1.1,а). К ним относятся малоуглеродистые стали, в том числе арматурные А-I – А-III. На их диаграмме деформирования сначала следует участок упругой деформации, где напряжения σ линейно возрастают при увеличении ϵ , пока не достигнут предела текучести материала σ_T . Затем идет «площадка текучести», на которой σ остается постоянным, несмотря на увеличение деформации. Наконец, при дальнейшем увеличении ϵ напряжения снова увеличиваются, пока не

достигнут максимума σ_B (временное сопротивление), после чего происходит разрушение. При изменении направления деформации разгрузка происходит по линии, параллельной участку упругой деформации (пунктир со стрелкой). Значение ε при пересечении линии разгрузки с горизонтальной осью представляет собой остаточную деформацию.

Приведенная диаграмма является упрощенной: в действительности перед достижением σ_T имеется небольшой криволинейный участок. Поэтому считают, что материал деформируется линейно вплоть до напряжения $\sigma_{0.2}$, соответствующего величине остаточной деформации 0.2 %.

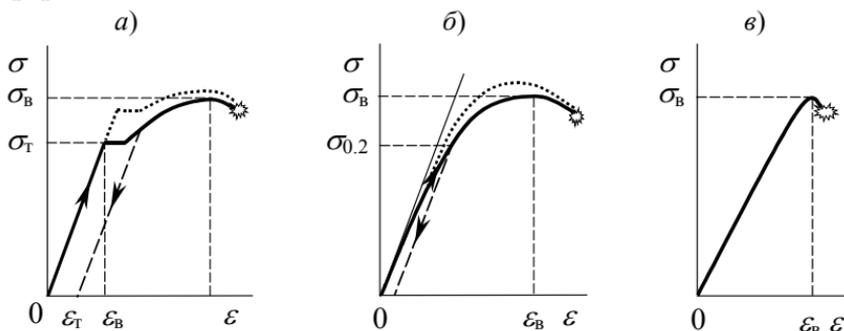


Рис. 1.1. Типы диаграмм деформирования материалов: а – с физическим пределом текучести; б – с условным пределом текучести; в – хрупкий

..... быстрое нагружение; — медленное нагружение

2. Материалы с условным пределом текучести (рис. 1.1,б). К ним относятся бетон при статическом сжатии, а также стали с повышенным содержанием углерода и термически упрочненные. У них с увеличением ε напряжения плавно нарастают до значения σ_B , площадка текучести отсутствует. Разгрузка – по линии, параллельной касательной в нулевой точке. Для таких материалов устанавливают условный предел текучести, равный $\sigma_{0.2}$.

3. Хрупкий материал (рис. 1.1,в). К ним относятся чугун, дерево, которые деформируются практически линейно вплоть до момента разрушения.

Диаграммы деформирования, приведенные на рис. 1.1, соответствуют статическому нагружению. Однако при большой скорости нагружения характер деформирования и прочностные характеристики материалов изменяются.

Арматурная сталь. В настоящее время при практических расчетах конструкций обычно считают, что общий характер кривой $\varepsilon - \sigma$ при медленном и быстром нагружении одинаков, но изменяются количественные значения ее параметров.

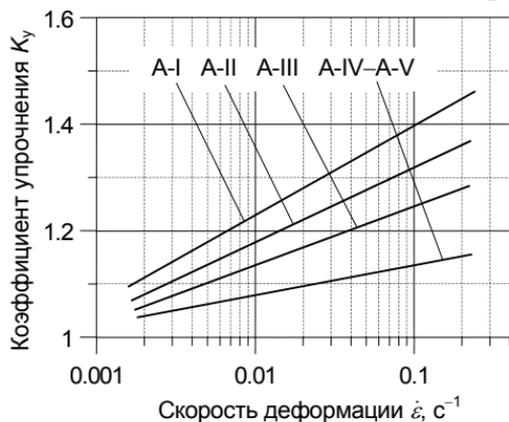


Рис. 1.2. Зависимость коэффициента упрочнения арматурных сталей от скорости деформации

У малоуглеродистых сталей классов А-I – А-III с диаграммой $\varepsilon - \sigma$, показанной на рис. 1,а, скорость деформирования наиболее сильно сказывается на пределе текучести, в меньшей степени – на пределе прочности, а модуль упругости изменяется мало. Поэтому увеличивается ширина площадки текучести.

У высокопрочных сталей А-IV – А-V с диаграммой $\varepsilon - \sigma$, показанной на рис. 1,б, увеличение скорости деформирования также

приводит к повышению условного предела текучести $\sigma_{0.2}$ и временного сопротивления, но в меньшей степени, чем у малоуглеродистых сталей.

Коэффициенты динамического упрочнения арматурной стали

| Зона сечения, в которой расположена арматура | Обозначение коэффициента | Значения K_{yp} и K_{yc} для арматурных классов | | | |
|--|--------------------------|---|------|-------|------|
| | | А-I | А-II | А-III | А-IV |
| Растянутая | K_{yp} | 1.35 | 1.3 | 1.25 | 1.05 |
| Сжатая | K_{yc} | 1.1 | 1.1 | 1.1 | 1.0 |

для получения расчетного динамического сопротивления арматурной стали R_a^d следует умножить расчетное сопротивление R_a (заданное с учетом коэффициента надежности по арматуре) на коэффициент динамического упрочнения K_y :

$$R_a^d = R_a K_y. \quad (1.3)$$

На рис. 1.2 показана экспериментальная зависимость коэффициента K_y от скорости деформации $\dot{\varepsilon}$. В течение действия нагрузки эта скорость изменяется, поэтому можно задавать ее приближенно, разделив максимальную деформацию на время ее достижения. -

Бетон. При медленном нагружении бетон деформируется неупруго, и диаграмма его деформирования имеет вид, показанный на рис. 1.1,б. Но при быстром нагружении он ведет себя, как хрупкий материал, т.е. характер кривой $\varepsilon-\sigma$ приближается к виду на рис. 1.1,в. При этом почти до самого момента разрушения бетон деформируется практически линейно. Опыты показывают, что предел прочности σ_b повышается, но деформация ε_b , при которой он достигнут, изменяется мало.

В соответствии с [29] расчетная динамическая прочность бетона $R_{пр}^д$ равна призменной прочности $R_{пр}$ (заданной с учетом коэффициента надежности по бетону), умноженной на коэффициент динамического упрочнения бетона $K_{у.б}$:

$$R_{пр}^д = R_{пр} K_{у.б} . \quad (1.4)$$

Коэффициент упрочнения, в принципе, зависит от скорости деформации (рис. 1.3). Однако в нормах [29], регламентирующих прежде всего нагрузки от ВУВ, используются постоянные значения $K_{у.б}$, соответствующие средней скорости деформации при этом воздействии и зависящие от предельного состояния конструкции (виды предельных состояний описаны в разд.1.2):

$$K_{у.б} = \begin{cases} 1.2 \text{ для предельного состояния Ia ;} \\ 1.3 \text{ для предельного состояния Ib.} \end{cases}$$

Согласно нормам проектирования АЭС [50], такие же прочностные характеристики бетона должны использоваться при расчете конструкций на удар самолета.

1.2. Предельные состояния конструкций

1.2.1. Характеристика предельных состояний

Согласно нормам [6], расчеты бетонных и железобетонных конструкций следует производить по методу предельных состояний. Рассматриваются два их вида:

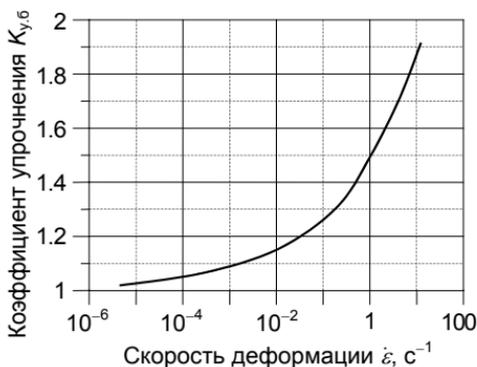


Рис. 1.3. Зависимость коэффициента упрочнения бетона от скорости деформации

предельные состояния **I группы** (или **I предельное состояние**), развитие которых может привести к полной невозможности эксплуатации конструкций;

предельные состояния **II группы** (или **II предельное состояние**), которые не приводят к полной непригодности конструкции, но затрудняют ее нормальную эксплуатацию или уменьшают долговечность по сравнению с предусмотренной.

Расчеты по I предельному состоянию включают проверку прочности конструкции, устойчивости ее формы (для тонкостенных конструкций) и положения (опрокидывание, скольжение, всплывание). Расчет стальных конструкций в соответствии с нормами [80] следует, как правило, выполнять с учетом неупругих деформаций, т.е. они проектируются по I предельному состоянию. Для статически неопределимых конструкций, методика расчета которых при неупругих деформациях не разработана, расчетные усилия (изгибающие и крутящие моменты, продольные и поперечные силы) следует определять в предположении упругих деформаций стали по недеформированной схеме конструкции, т.е. без учета влияния на эти усилия ее перемещений под нагрузкой. При наличии обоснования допускается производить расчет по деформируемой схеме.

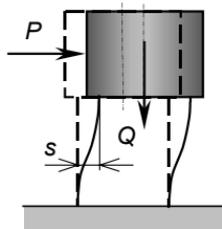


Рис. 1.4. Деформированная расчетная схема

Отметим, что деформируемую расчетную схему следует использовать, в частности, при расчете на горизонтальные нагрузки гибких сооружений с тяжелыми массами наверху. Например, у конструкции на рис. 1.4 к изгибающему моменту в стойке за счет горизонтальной силы добавляется момент от веса $Qs/2$, вклад которого может оказаться существенным.

При проектировании конструкции по II предельному состоянию выполняются проверки по образованию трещин, величине их раскрытия, по деформации конструкции.

Железобетонные конструкции при динамических воздействиях (взрывах, ударе самолета и других летящих тел и т.п.) согласно нормам [29, 50] должны рассчитываться по I предельному состоянию, которое подразделяется на следующие две подгруппы.

Предельное состояние Ia предполагает развитие упругопластических деформаций в конструкции. При этом в наиболее напряженных сечениях напряжения в бетоне сжатой зоны не превышают предельную прочность, а в растянутой зоне сечения арматура претерпевает неупругие (пластические) деформации. Допускается возникновение остаточных перемещений и наличие раскрытых трещин в бетоне растянутой зоны. Для конструкций АЭС при этом должно быть гарантировано отсутствие неконтролируемых протечек радиоактивных жидкостей и газов.

Предельное состояние Ib означает упругую стадию работы конструкции и отсутствие в ней остаточных деформаций. Напряжения в бетоне и арматуре не превосходят величин расчетной динамической прочности.

Отметим, что железобетонная конструкция может находиться в предельном состоянии Ia (т.е. в ней могут появиться неупругие перемещения) только в том случае, если она не переармирована. В противном случае она остается упругой до момента разрушения (предельное состояние Ib). Для того чтобы могло реализоваться состояние Ia, относительная высота сжатой зоны сечения ξ^d не должна превосходить граничное значение ξ_R^d . Вычисление этих величин рассмотрено ниже.

Нормирование предельных состояний железобетонных и стальных конструкций

Расчет конструкций на действие взрыва производится по нормам [29]. Согласно нормам [50] такие же требования предъявляются при ударе самолета и других летящих тел, а также иных динамических воздействиях на АЭС. Отдельные положения этих норм кратко воспроизведены ниже.

Как было указано, работа **железобетонных конструкций по предельному состоянию Ib** предполагает, что они остаются в пределах упругости. Нормирование этого предельного состояния производится по прочности. Методы расчета в упругой стадии приведены в нормах [29]. Они не отличаются от обычного расчета железобетонных конструкций по нормам [4, 6], за исключением использования динамических (т.е. повышенных) прочностных характеристик материалов.

Если **конструкция находится в стадии Ia**, то критерий отказа установлен по величине ее неупругих перемещений. Связь между перемещениями конструкции Y и нагрузкой Q чаще всего принимают в виде идеальной упругопластической зависимости, показанной на рис. 1.5 («диаграмма Прандтля»). В диапазоне $0 \leq Y \leq Y_0$ эта связь линейна, а при $Y \geq Y_0$ перемещения увеличиваются при неизменной нагрузке.

Ниже описаны способы задания предельных перемещений по нормам [29]. Они зависят от типа конструкции.

Для **шарнирно опертых изгибаемых элементов и внецентренно сжатых элементов с малым эксцентриситетом сжимаю-**

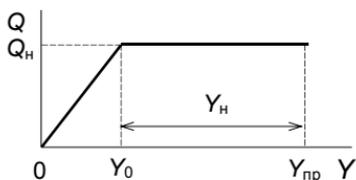


Рис. 1.5. Упругопластическая зависимость между нагрузкой и перемещением конструкции («диаграмма Прандтля»)

щей силы (т.е. если сила приложена в пределах поперечного сечения [4, 6]) максимально допустимые перемещения задаются величиной *коэффициента пластичности* K . Он представляет собой отношение полного прогиба конструкции $Y_{\text{пр}}$, равного сумме неупругого прогиба $Y_{\text{н}}$ и упругого прогиба Y_0 , при котором напряжение в арматуре растянутой зоны достигло расчетного динамического сопротивления, к упругому прогибу Y_0 :

$$K = \frac{Y_{\text{пр}}}{Y_0} = \frac{Y_0 + Y_{\text{н}}}{Y_0}. \quad (1.5)$$

Для элементов названных типов, которые рассчитываются по предельному состоянию Ia, это отношение следует принимать равным $K = 3$ и соблюдать условие $Y_i \leq Y_{\text{пр}}$. Очевидно, что для элементов, рассчитываемых по предельному состоянию Ib, следует принимать $K = 1$ и соблюдать условие $Y_i \leq Y_0$.

Величины прогибов конструкций определяются следующим образом:

а) для изгибаемых элементов упругий прогиб, при котором напряжения в растянутой зоне достигают значений $R_a^{\text{л}}$,

$$Y_0 = \left(\frac{R_a^{\text{л}}}{E_a} + \frac{0.003 M_p^{\text{л}}}{M_{\text{пр}}^{\text{л}}} \right) S I_0^2; \quad (1.6)$$

б) предельный прогиб, при котором начинается раздробление бетона на верхней грани сжатой зоны балочных элементов,

$$Y_{\text{пр}} = \frac{0.003}{h_0(\mu - \mu')} \frac{0.75 R_{\text{пр}}^{\text{л}}}{R_a^{\text{л}}} S I_0^2; \quad (1.7)$$

в) для внецентренно сжатых элементов предельный прогиб, при котором начинается разрушение сжатой зоны,

$$Y'_{\text{пр}} = \frac{0.003 \cdot 0.75 R_{\text{пр}}^{\text{л}} b}{N + R_a^{\text{л}} F_a - R_{\text{а.с}}^{\text{л}} F'_a} S I_0^2. \quad (1.8)$$

Для элементов с защемленными опорами, неразрезных изгибаемых и внецентренно сжатых элементов с малым эксцентриситетом сжимающей силы, находящихся в предельном состоянии Ia, максимальное перемещение нормируется величиной *углов раскрытия трещин в шарнирах пластич-*

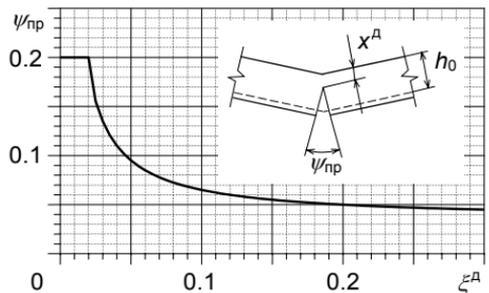


Рис. 1.6. Предельный угол поворота в шарнире пластичности

ности, которые возникают только в пластической стадии работы конструкции. Эти углы не должны превышать предельного значения

$$\psi_i \leq \psi_{\text{нр}}, \quad (1.9)$$

$$\psi_{\text{нр}} = \begin{cases} 0.035 + \frac{0.003}{\xi^{\text{д}}} & \text{при } \xi^{\text{д}} \geq 0.02, \\ 0.2 & \text{при } \xi^{\text{д}} < 0.02. \end{cases} \quad (\text{рад}). \quad (1.10)$$

Эта зависимость показана на рис. 1.6.

Допускаемые неупругие перемещения **железобетонных плит** также задаются предельной величиной угла поворота в шарнире пластичности, т.е. формулами (1.9)–(1.10), где ширину сечения следует принимать равной $b = 1$ м.

В формулах (1.5)–(1.10) использованы следующие обозначения:

$R_a^{\text{д}}, R_{\text{а.с}}^{\text{д}}$ – расчетные динамические сопротивления арматуры растяжению (сжатию), Па;

$R_{\text{нр}}^{\text{д}}$ – расчетная динамическая призмная прочность бетона, Па;

E_a – модуль упругости арматуры, Па;

μ, μ' – коэффициенты армирования сечения растянутой (сжатой) арматуры

$$\mu = F_a / (bh_0); \quad \mu' = F'_a / (bh_0); \quad (1.11)$$

F_a, F'_a – площадь растянутой (сжатой) арматуры, м^2 ;

b – ширина прямоугольного сечения, м;

h_0 – рабочая высота сечения, м;

l_0 – расчетная длина элементов, м;

a' – расстояние от равнодействующей усилий в сжатой арматуре до ближайшей грани сечения, м;

N – продольная сжимающая сила, Н;

$M_{\text{п}}^{\text{д}}$ – изгибающий момент, при котором напряжение в арматуре достигает $R_a^{\text{д}}$,

$$M_{\text{п}}^{\text{д}} = F_a^{\text{д}} R_a^{\text{д}} (h_0 - 0.5x^{\text{д}}) + F'_a R_{\text{а.с}}^{\text{д}} (0.5x^{\text{д}} - a'); \quad (1.12)$$

$M_{\text{нр}}^{\text{д}}$ – максимальный изгибающий момент, воспринимаемый нормальным сечением при условии $\xi^{\text{д}} = \xi_R^{\text{д}}$; для прямоугольного сечения

$$M_{\text{п}}^{\text{д}} = 0.5bh_0^2 R_{\text{нр}}^{\text{д}}; \quad (1.13)$$

$x^{\text{д}}$ – высота сжатой зоны бетона при эквивалентной статической нагрузке

$$x^{\text{д}} = F_a R_a^{\text{д}} / (bR_{\text{нр}}^{\text{д}}); \quad (1.14)$$

ξ^d – относительная высота сжатой зоны бетона; для изгибаемых элементов

$$\xi^d = x^d/h_0 \text{ или } \xi^d = \mu R_a^d/R_{np}^d, \quad (1.15)$$

а для внецентренно сжатых с малым эксцентриситетом сжимающей силы

$$\xi^d = \mu R_a^d/R_{np}^d + N/(bh_0 R_{np}^d); \quad (1.16)$$

ξ_R^d – граничное значение относительной высоты сжатой зоны бетона, при котором предельное состояние элемента наступает одновременно с достижением растянутой арматуры расчетного динамического сопротивления:

$$\xi_R^d = \frac{\xi_0^d}{1 + \frac{R_a^d}{0.4 \cdot 10^9} \left(1 - \frac{\xi^d}{1.1}\right)}; \quad (1.17)$$

ξ_0^d – характеристика сжатой зоны бетона,

$$\xi_0^d = 0.85 - 8 \cdot 10^{-9} R_{np}^d. \quad (1.18)$$

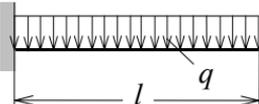
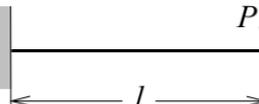
При расчете изгибаемой конструкции в стадии *Ia* значение ξ_0^d , найденное по этой формуле, следует, во избежание хрупкого разрушения, уменьшить на 10 %;

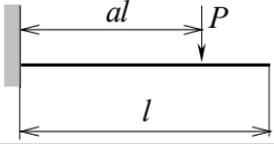
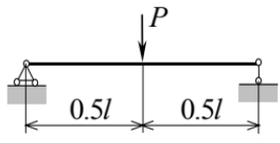
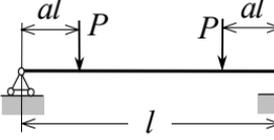
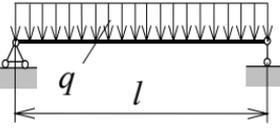
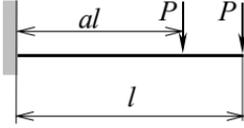
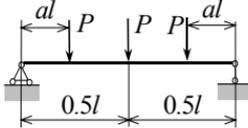
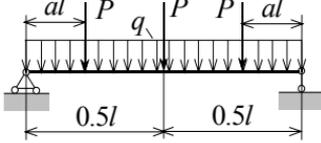
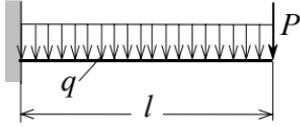
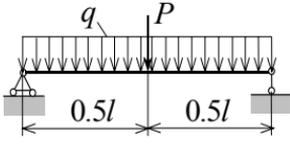
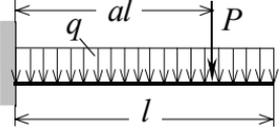
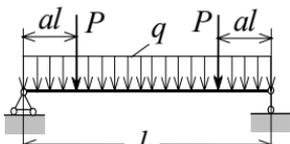
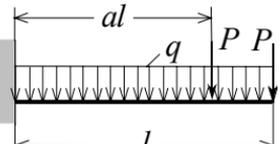
S – коэффициент, зависящий от схемы нагружения элементов и условий на опорах. Для отдельных схем нагружения и условий на опорах коэффициент S приведен в табл. 1.3. В случае нагружения элемента одновременно по нескольким схемам

$$S = \frac{S_1 M_1 + S_2 M_2 + \dots + S_n M_n}{M_1 + M_2 + \dots + M_n}, \quad (1.19)$$

где S_1 и M_1 , S_2 и M_2 , ..., S_n и M_n – соответственно коэффициент S и наибольший изгибающий момент M для каждой схемы нагружения. В этом случае в формуле прогиба $f = St_0^2/\rho$ величина $1/\rho$ определяется при значении M , равном сумме наибольших изгибающих моментов, определенных для каждой схемы нагружения.

Таблица 1.3. Коэффициент S для отдельных схем нагружения и условий на опорах [29]

| | | | |
|---|-------------------|---|-------------------|
|  | $S = \frac{1}{4}$ |  | $S = \frac{1}{3}$ |
|---|-------------------|---|-------------------|

| | |
|---|---|
|  $S = a \left(\frac{1}{2} - \frac{a}{6} \right)$ |  $S = \frac{1}{12}$ |
|  $S = \frac{1}{8} - \frac{a^2}{6}$ |  $S = \frac{5}{48}$ |
|  $S = \frac{a^2(3-a)+2}{6(1+a)}$ |  $S = \frac{1+2a(3-4a^2)}{12(1+4a)}$ |
|  $S = \frac{8+16a(3+4a^2)+5K}{48(2+8a+K)}, K = \frac{ql}{P}$ |  $S = \frac{8+3K}{12(2+K)}, K = \frac{ql}{P}$ |
|  $S = \frac{8+5K}{48(2+K)}, K = \frac{ql}{P}$ |  $S = \frac{4a^2(3-a)+3K}{12(2a+K)}, K = \frac{ql}{P}$ |
|  $S = \frac{16a(3-4a^2)+5K}{48(8a+K)}, K = \frac{ql}{P}$ |  $S = \frac{8+4a^2(3-a)+3K}{12(2+2a+K)}, K = \frac{ql}{P}$ |

Подобным образом нормируются допускаемые неупругие перемещения и в других странах. Для примера в табл. 1.4 приведены до-

пускаемые коэффициенты пластичности для железобетонных и стальных конструкций, принятые в США [127, 135].

Таблица 1.4. Допускаемые значения коэффициента пластичности K , принятые в США [127, 135]

| Тип конструкции и характер деформации | K |
|---|--|
| <i>I. Армированные железобетонные конструкции</i> | |
| 1. Изгиб: | |
| а) балки | $\psi_{пр} l / (4Y_0)$ |
| б) плиты | $\psi_{пр}^{ср} l / (4Y_0)$ |
| 2. Сжатие (стены и колонны) | 1.3 |
| 3. Сдвиг (балки и плиты): | |
| а) сдвиг воспринимается только бетоном | 1.0 |
| б) сдвиг воспринимается и бетоном, и хомутами | 1.3 |
| в) сдвиг воспринимается только хомутами | 3.0 |
| <i>II. Стальные конструкции</i> | |
| 4. Изгиб (если обеспечена местная и поперечная устойчивость): | |
| а) открытое сечение (U, V, T-образное и т.п.) | 12.5 |
| б) замкнутое сечение (труба, короб и т.п.) | 20 |
| 5. Колонны: | |
| а) если $\lambda < 10$ и обеспечена местная устойчивость | 5 |
| б) если $\lambda \geq 10$ | ≤ 1 |
| 6. Сдвиг | 5 |
| 7. Элементы при осевом растяжении | $\varepsilon_{пр} = \varepsilon_y / 2$ |

В табл. 1.4 использованы следующие обозначения (для приведения в соответствие с Российскими нормами [29] они частично изменены по сравнению с оригиналом):

Y_0 – упругий прогиб [то же, что в формуле (1.5)];

l – длина балки;

λ – гибкость колонны, определяемая по нормам [80];

$\varepsilon_{пр}$ – предельная величина продольной деформации;

ε_u – продольная деформация, соответствующая достижению временного сопротивления;

$\psi_{пр}$ – предельное раскрытие трещины в шарнире пластичности,

$$\psi_{пр} = 0.0065 \frac{d}{c} \leq 0.07, \quad (1.20)$$

где d – расстояние от наружной поверхности сжатой зоны сечения до растянутой арматуры; c – расстояние от этой поверх-

ности до нейтрального сечения при предельной прочности (при вычислении s должна учитываться внешняя облицовка);

$\psi_{пр}^{ср}$ – для плиты – среднее значение $\psi_{пр}$ с учетом армирования в обоих направлениях.

При применении коэффициентов пластичности, приведенных в табл. 1.4, необходимо учитывать следующее [135]:

1. Для железобетонных конструкций эти коэффициенты получены на основании экспериментов с образцами, армированными обычными методами. Имеются некоторые специальные методы армирования, значительно повышающие способность конструкций к большим неупругим деформациям, и на них эти значения K не распространяются.

2. Для того чтобы в железобетонной конструкции реально могли развиваться неупругие деформации, указанные в табл. 1.4, должны соблюдаться следующие соотношения:

$$\frac{1.4\sqrt{R_b}}{R_s} \cdot \frac{t^2}{d} \leq \frac{A_s}{bd}; \quad \frac{A_s - A'_s}{bd} \leq 0.25 \frac{R_b}{R_s}, \quad (1.21)$$

где R_b – призмная прочность бетона; R_s – прочность арматурной стали; A_s – площадь растянутой арматуры; A'_s – площадь сжатой арматуры; t – толщина плиты или высота сечения балки; b – ширина балки или единица ширины плиты; d – расстояние от наружной зоны сжатой зоны сечения до растянутой арматуры.

3. Кроме выполнения соотношений (1.21), следует убедиться, что ширина раскрытия трещины в шарнире пластичности не превосходит допустимую величину (1.20). Надо иметь в виду, что эксперименты, на основе которых установлена последняя, производились на балках с высотой сечения от 150 до 500 мм. Если толщина конструктивного элемента существенно выходит за эти пределы, то формула (1.20) может приводить к значительному консерватизму.

4. Для стальных балок коэффициент пластичности $K = 20$, приведенный в табл. 1.4, является консервативным: в экспериментах его среднее значение составило 26.4. В то же время следует убедиться, что изгиб балки не будет сопровождаться неупругими деформациями и потерей устойчивости фланцев, стенок, а также общей устойчивости в поперечном направлении. Правила конструирования для исключения таких деформаций приведены в нормах [80].

5. При осевом растяжении стальных элементов неупругая деформация может, в принципе, достигать величины, соответствующей временному сопротивлению. Однако в табл. 1.4 введен коэффициент запаса 2.

6. При расчетах на повторяющиеся или длительно действующие

импульсивные нагрузки следует с осторожностью использовать значения, приведенные в табл. 1.4, так как небольшое занижение нагрузки при отдельном импульсе может привести к значительному занижению суммарной деформации конструкции. Поэтому рекомендуется расчетный отклик конструкции на каждый импульс в запас повышать на 20 %.

1.2.3. О критериях отказа железобетонных конструкций при неупругих перемещениях

При динамических нагрузках неупругие перемещения в железобетонных конструкциях образуются за счет пластических деформаций арматуры. Поэтому логично было бы определять отказ конструкции по критерию достижения этими деформациями предельной величины. Это можно сделать при выполнении неупругого расчета по методу конечных элементов, который позволяет найти распределение по конструкции деформаций в бетоне и арматуре.

Но при неупругом расчете конструкции с использованием схематизации с шарнирами пластичности (таким расчетам посвящена гл. 5) применение такого критерия отказа затруднительно. Дело в том, что в этом случае, с одной стороны, предполагается, что линейный размер шарнира равен нулю, а с другой – что в нем полностью сосредоточены неупругие деформации арматуры. При таких условиях расчетное относительное удлинение арматуры оказывается бесконечно большим. В действительности же шарнир пластичности – это математическая абстракция, а на самом деле в конструкции образуется область конечной величины, в которой происходят интенсивное растрескивание бетона и неупругие деформации арматуры. Однако размеры этой области существенно зависят от геометрических размеров конструкции и прочностных характеристик материалов, поэтому на практике достоверно определить их можно лишь экспериментально [61].

По этой причине, как указано выше, при использовании шарниров пластичности критерий отказа изгибаемых железобетонных элементов устанавливаются не по величине деформаций, а по неупругим перемещениям конструкции: либо по величине коэффициента пластичности K , либо по углу раскрытия трещины в шарнире $\psi_{пр}$. При этом имеется отличие в задании предельной величины неупругих перемещений по Российским нормам [29] и по документам США [127, 135] (табл. 1.4). В нормах [29] коэффициент пластичности K используется только для шарнирно опертых балок, а при других краевых условиях предельные неупругие перемещения нормируются углом $\psi_{пр}$. В отличие от этого, в табл. 1.4 коэффициент пластичности используется во всех случаях [правда, при условии контроля величины $\psi_{пр}$ – см. (1.20)].

Применение коэффициента пластичности K оправдано при рас-

четах железобетонных конструкций, подверженных сжатию или сдвигу: в этих случаях величина K обычно задается малой, а вычисление действительных максимальных перемещений не практикуется. Такой подход целесообразен также при расчетах металлических конструкций, так как для них можно с достаточной точностью найти упругий прогиб Y_0 , через который вычисляется коэффициент пластичности. Но при изгибе железобетонных балок и плит (особенно последних) использование этого критерия осложняется тем, что для них расчетный упругий прогиб Y_0 зависит от того, как учитывается снижение жесткости сечения из-за растрескивания бетона.

На рис. 1.7 в качестве примера приведена заимствованная из [127] зависимость между перемещением и силой сопротивления, полученная при расчете железобетонной плиты. Ее максимальное неупругое перемещение $Y_n = 6.7$ см вычислено через предельный угол поворота в шарнирах пластичности. Величина силы неупругого сопротивления $Q_n = 25.1$ МН найдена по теории предельного равновесия (подробнее об этой теории см. гл. 4). Упругое перемещение Y_0 вычислялось с использованием трех разных значений момента инерции: $I_1 = I_{\text{спл}}$ — для сплошного бетонного сечения (без учета армирования); $I_2 = I_{\text{тр}}$ — для сечения с трещинами, как описано в разд. 3.4; $I_3 = (I_1 + I_2)/2$ — среднее значение.

Расчет показал, что при моменте инерции, равном I_1 , коэффициент пластичности $K = 61.9$, при I_2 — 34.5, а при I_3 — 7.7, т.е. он изменяется в восемь раз. В то же время площадь под кривой, т.е. работа деформации плиты, изменилась всего на 5 %.

В рассмотренном примере зависимость «перемещение–сила» имеет один перелом («диаграмма Прандтля»). Это справедливо для шарнирно опертой балки, в которой образуется единственный шарнир пластичности в пролете. Но, скажем, в балке с заделкой и шарнирной опорой образуется два шарнира: в пролете и в заделке, а с двумя заделками — три: в пролете и на обеих опорах (см. разд. 5.5). В случае их одновременного образования зависимость «перемещение–сила» будет иметь не один, а соответственно два или три перелома. При расчете таких балок иногда используют эквивалент-

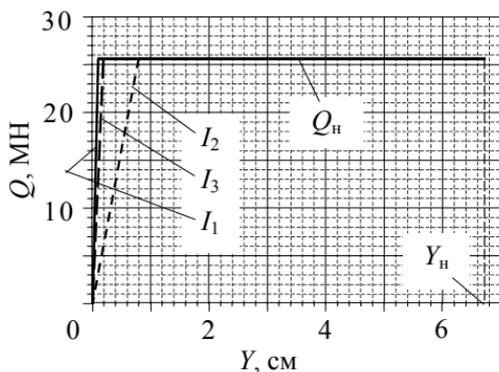


Рис. 1.7. Влияние расчетной жесткости сечения на зависимость между перемещением и силой сопротивления плиты

ное упругое перемещение $Y_{0,экв}$ (см. рис. 5.22), но при этом коэффициент K становится еще более условным.

Из изложенного следует вывод, что коэффициент пластичности K очень чувствителен к особенностям выбранной математической модели железобетонной конструкции, в то время как энергия ее деформации – нет, поэтому допускаемую неупругую деформацию предпочтительно нормировать по величине энергии. Критерием отказа, удовлетворяющим этому требованию, служит предельная величина угла поворота в шарнире пластичности $\psi_{пр}$.

По этой причине в Российских нормах [29] допускаемая величина неупругой деформации всех балок, кроме шарнирно опертых, задается через угол $\psi_{пр}$. Более того, во внимание принимаются только неупругие перемещения, а упругие исключаются из рассмотрения.