МИНИСТЕРСТВО НАУКИ И ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ

ФЕДЕРАЛЬНОЕ ГОСУДАРСТВЕННОЕ БЮДЖЕТНОЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ
УЧРЕЖДЕНИЕ ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ

**СЕВЕРО-КАВКАЗСКАЯ ГОСУДАРСТВЕННАЯ АКАДЕМИЯ**




С. Х. БАЙРАМУКОВ
З. Н. ДОЛАЕВА

# СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ, ЗДАНИЯ И СООРУЖЕНИЯ

УЧЕБНОЕ ПОСОБИЕ
для аспирантов, обучающихся по научной специальности
2.1.1 Строительные конструкции, здания и сооружения

Черкесск, 2026

УДК 624
ББК 38.5
Б 18

Рассмотрено на заседании кафедры строительства и управления недвижимостью.
Протокол №. 01 от 10.09.2025 г.
Рекомендовано к изданию редакционно-издательским советом СКГА.
Протокол № 28 от 28.09.2025 г.

**Рецензенты:**
Кятов Н. Х. – к.т.н., доцент
Дюрменова С. С. – к.т.н., доцент

Б 18 **Байрамуков, С. Х.** Строительные конструкции, здания и сооружения: учебное пособие для аспирантов, обучающихся по научной специальности 2.1.1. Строительные конструкции, здания и сооружения / С.Х. Байрамуков, З.Н. Долаева.– Черкесск: БИЦ СКГА, 2026. – 172 с.

В учебном пособии приведены теоретические и практические материалы по методике расчета строительных конструкций зданий и сооружений по дисциплине «Строительные конструкции, здания и сооружения» по первой и второй группе предельных состояний, а также по деформационной модели. Показано на практических примерах применение приведенных методик для расчета строительных конструкций по первой и второй группе предельных состояний. Даются рекомендации по конструированию строительных конструкций зданий. В приложении размещены основные справочные материалы, необходимые для расчетов. Приведен список рекомендуемой литературы.

**УДК 624**
**ББК 38.5**

© Байрамуков С. Х., Долаева З. Н., 2026
© ФГБОУ ВО СКГА, 2026

## ОГЛАВЛЕНИЕ


Предисловие 5
Общие рекомендации и основные расчетные требования 6
1 Материалы для обычных и предварительно напряженных железобетонных конструкций. Диаграммы состояния арматуры и бетоны 7
1.1 Бетон 7
1.2 Арматура 9
1.3 Диаграммы состояния бетона и арматуры 11
2 Расчет железобетонных конструкций по предельным состояниям первой группы 15
2.1 Расчет по прочности железобетонных элементов без предварительного напряжения на действие изгибающих моментов и продольных сил 15
2.1.1 Расчет по прочности нормальных сечений по предельным усилиям 15
2.1.2 Расчет изгибаемых элементов прямоугольного сечения 16
Примеры расчета элементов прямоугольного сечения 18
2.1.3 Расчет изгибаемых элементов таврового и двутаврового сечения 20
Примеры расчета элементов таврового и двутаврового сечения 22
2.1.4 Расчет по прочности нормальных сечений на основе нелинейной деформационной модели 24
2.1.5 Расчет по прочности железобетонных элементов при действии поперечных сил 29
Примеры расчета наклонных сечений 41
2.2 Расчет предварительно напряженных железобетонных элементов по прочности 51
2.2.1 Предварительные напряжения арматуры. Потери предварительного напряжения 51
Примеры расчета 56
2.2.2 Расчет предварительно напряженных элементов на действие изгибающих моментов в стадии эксплуатации по предельным усилиям 62
2.2.3 Расчет предварительно напряженных элементов в стадии предварительного обжатия 73
Примеры расчета 75
2.2.4 Расчет нормальных сечений на основе нелинейной деформационной модели 77
2.2.5 Расчет предварительно напряженных элементов при действии поперечных сил 82
3 Расчет предварительно напряженных элементов железобетонных конструкций по предельным состояниям второй группы 100
4 Конструктивные требования 133
4.1 Геометрические размеры конструкций 133
4.2 Армирование 134
4.3 Соединения арматуры 143

4.4 Гнутые стержни 145
4.5 Требования к железобетонным конструкциям 145
Список литературы 149
Приложения 152

# ПРЕДИСЛОВИЕ

Одной из основных задач капитального строительства является возрастание эффективности строительного производства. Для этого, в частности, требуется существенное повышение качества проектных решений железобетонных конструкций.

Совершенствование железобетонных конструкций и конструктивных решений в числе прочих факторов зависит от создания и внедрения новых методов расчета, обеспечивающих необходимую надежность и позволяющих получить максимальную экономию материалов. При этом важная роль принадлежит реализации положений новых норм по проектированию железобетонных конструкций, которые отражают достижения отечественной науки и практики проектирования железобетонных конструкций.

Настоящее учебное пособие разработано с учетом положений новых, действующих СНиП 52-01-2003, СП 52-101-2003 «Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры», СП 52-102-04 "Предварительно напряженные железобетонные конструкции". СП 63.13330.2018 «Бетонные и железобетонные конструкции». СП 14.13330.2018 "СНиП II-7-81* Строительство в сейсмических районах". СП 16.13330.2017 "СНиП II-23-81* Стальные конструкции" (с изменениями №1, №2). СП 20.13330.2016 "СНиП 2.01.07-85* Нагрузки и воздействия" (с изменениями №1, №2, №3). СП 70.13330.2012 "СНиП 3.03.01-87 Несущие и ограждающие конструкции" (с изменениями №1, 3, №4)

В учебном пособии приведены указания по расчету железобетонных конструкций с предварительным напряжением и без нее, а также по их проектированию и примеры расчета наиболее типичных случаев.

Учебное пособие может быть использовано как для расчета предварительно напряженных конструкций, так и конструкций без предварительного напряжения арматуры.

Единицы физических величин, приведенные в учебном пособии:

– силы выражены в ньютонах (Н) или килоньютонах (кН);

– линейные размеры – в мм (для сечений) или в м (для элементов или их участков), см для расчетов;

– напряжения, сопротивления, модули упругости и деформации - в мегапаскалях (МПа);

– распределенные нагрузки–- в кН/м или Н/мм. Поскольку 1МПа =1Н/мм$^2$=0,1кН/см$^2$, при использовании в примерах расчета формул, включающих величины в МПа (напряжения, сопротивления, и т.п.), остальные величины приводятся в Н, кН и мм (мм$^2$), см (см$^2$).

В таблицах нормативные и расчетные сопротивления и модули упругости материалов приведены в МПа и в кгс/см$^2$.

## Общие рекомендации и основные расчетные требования

Рекомендации, приведенные в настоящем пособии, распространяются на проектирование:

– бетонных и железобетонных конструкций зданий и сооружений, выполняемых из тяжелого бетона классов по прочности на сжатие от В10 до В60 без предварительного напряжения арматуры и эксплуатируемых при систематическом воздействии температур не выше 50°С и не ниже минус 40°С в среде с неагрессивной степенью воздействия при статическом действии нагрузки;

– предварительно напряженных железобетонных изгибаемых элементов, выполненных из тяжелого бетона классов по прочности на сжатие от В20 до В60 с натяжением арматуры до твердения бетона (на упоры), эксплуатируемых при систематическом воздействии температуры не выше 50°С и не ниже минус 40°С в среде с неагрессивной степенью воздействия при статическом действии нагрузки.

При проектировании обычных (без предварительного напряжения) и предварительно напряженных железобетонных конструкций должны выполняться технологические требования при изготовлении конструкций, а также должны быть обеспечены условия для надлежащей эксплуатации зданий и сооружений, с учетом требований по экологии, согласно соответствующим нормативным документам.

Расчетная зимняя температура наружного воздуха принимается как средняя температура воздуха наиболее холодной пятидневки в зависимости от района строительство согласно СНиП 23-01-99. Расчетные технологические температуры устанавливаются заданием на проектирование.

Расчеты обычных и предварительно напряженных железобетонных конструкций следует производить по предельным состояниям, включающим:

– предельные состояния первой группы (по полной непригодности к эксплуатации вследствие потери несущей способности);

– предельные состояния второй группы (по непригодности к нормальной эксплуатации вследствие образования или чрезмерного раскрытия трещин, появления недопустимых деформаций и др.).

Расчеты по предельным состояниям первой группы включают расчет по прочности.

Расчеты по предельным состояниям второй группы включают расчеты по раскрытию трещин и по деформациям.

Расчет по предельным состояниям конструкций в целом, а также отдельных ее элементов следует, как правило, производить для всех стадий – изготовления, транспортирования, возведения и эксплуатации; при этом расчетные схемы должны отвечать принятым конструктивным решениям.

Расчеты обычных и предварительно напряженных железобетонных конструкций необходимо, как правило, производить с учетом возможного образования трещин и неупругих деформаций в бетоне и арматуре.

Определение усилий и деформаций от различных воздействий в конструкциях и в образуемых ими системах зданий и сооружений следует производить по методам строительной механики, как правило, с учетом физической и геометрической нелинейности работы конструкций.

При проектировании обычных и предварительно напряженных железобетонных конструкций надежность конструкций устанавливают расчетом путем использования расчетных значений нагрузок и воздействий, расчетных значений характеристик материалов, определяемых с помощью соответствующих частных коэффициентов надежности по нормативным значениям этих характеристик с учетом степени ответственности зданий и сооружений.

Нормативные значения нагрузок и воздействий, коэффициентов сочетаний, коэффициентов надежности по нагрузке, коэффициентов надежности по назначению конструкций, а также подразделение нагрузок на постоянные и временные (длительные и кратковременные) принимают согласно СНиП 2.01.07-85*.

При расчете элементов сборных конструкций на воздействие усилий, возникающих при их подъеме, транспортировании и монтаже, нагрузку от всех элементов следует принимать с коэффициентом динамичности, равным: 1,60 – при транспортировании, 1,40 – при подъеме и монтаже. В этом случае учитывается также коэффициент надежности по нагрузке.

Допускается принимать более низкие, обоснованные в установленном порядке, значения коэффициентов динамичности, но не ниже 1,25.

Класс бетона, в котором расположена напрягаемая арматура без анкеров, следует принимать не ниже, указанного в табл. 1 приложения.

Передаточную прочность бетона $R_{bp}$ (прочность бетона к моменту его обжатия, контролируемая аналогично классу бетона по прочности на сжатие) следует назначать не менее 15 МПа и не менее 50% принятого класса бетона.

## 1 Материалы для обычных и предварительно напряженных железобетонных конструкций. Диаграммы состояния арматуры и бетоны.

### 1.1 Бетон

Для обычных и предварительно напряженных железобетонных конструкций следует предусматривать бетон следующих классов и марок:

– классов по прочности на сжатие:

B15; B20; B25; B30; B35; B40; B45; B50; B55; B60: B70; B80; B90; B100.

–марок по морозостойкости:

F50; F75; F100; F150; F200; F300; F400; F500; 600; F800; F1000.

– марок по водонепроницаемости:

W2; W4; W6; W8; W10; W12; W14; W16; W18; W20.

Возраст бетона, отвечающий его классу по прочности на сжатие, назначают при проектировании, исходя из реальных сроков загружения конструкций проектными нагрузками. При отсутствии этих данных класс бетона устанавливают в возрасте 28 суток.

Марку бетона по морозостойкости назначают для конструкций, подвергаемых попеременному замораживанию и оттаиванию, в зависимости от требований, предъявляемых к конструкциям, режима их эксплуатации и условий окружающей среды.

Марку бетона по водонепроницаемости назначают для конструкций, к которым предъявляются требования ограничения водопроницаемости (резервуары, подземные конструкции и т.п.) по специальным указаниям.

Основными прочностными характеристиками бетона являются нормативные значения: сопротивления бетона осевому сжатию (призменная прочность) $R_{b,n}$; сопротивления бетона осевому растяжению $R_{bt,n}$.

Нормативные значения сопротивления бетона $R_{b,n}$ и $R_{bt,n}$ в зависимости от класса бетона приведены в табл. 3 приложения.

Расчетные значения сопротивления бетона осевому сжатию и осевому растяжению для предельных состояний первой группы $R_b$ и $R_{bt}$ определяются делением нормативных сопротивлений на коэффициенты надежности по бетону, принимаемые равными: при сжатии $\gamma_b = 1{,}3$; при растяжении $\gamma_{bt} = 1{,}5$.

Значения коэффициента надежности по бетону при сжатии $\gamma_b$ принимают равными: 1,3 – для предельных состояний по несущей способности (первая группа); 1,0 – для предельных состояний по эксплуатационной пригодности (вторая группа).

Значения коэффициента надежности по бетону при растяжении $\gamma_{bt}$ принимают равными: 1,5 – для предельных состояний по несущей способности при назначении класса бетона по прочности на сжатие; 1,3 – для предельных состояний по несущей способности при назначении класса бетона по прочности на осевое растяжение; 1,0 – для предельных состояний по эксплуатационной пригодности.

Расчетные значения сопротивления бетона осевому сжатию и осевому растяжению для предельных состояний второй группы $R_{b,ser}$ и $R_{bt,ser}$ принимаются равными нормативными сопротивлениями $R_{b,n}$ и $R_{bt,n}$.

Расчетные значения сопротивления бетона $R_b$, $R_{bt}$, $R_{b,ser}$ и $R_{bt,ser}$ в зависимости от их классов по прочности на сжатие приведены в табл. 3, 4 приложения.

При расчете на действие только постоянных и временных длительных нагрузок расчетные сопротивления бетона $R_b$ и $R_{bt}$ умножаются на коэффициент условий работы $\gamma_{b1} = 0{,}9$.

Значения начального модуля упругости бетона при сжатии и растяжении принимают в зависимости от класса бетона по прочности на сжатие В согласно табл. 5 приложения учебного пособия.

При продолжительном действии нагрузки значение начального модуля деформаций бетона определяют по формуле $E_{b,\tau} = E_b / (1 + \varphi_{b,cr})$, где $\varphi_{b,cr}$ – коэффициент ползучести, принимаемый в зависимости от относительной влажности воздуха и класса бетона согласно табл. 6 приложения. При этом относительную влажность воздуха окружающей среды принимают по СНиП

23-01-99 как среднюю месячную относительную влажность наиболее теплого месяца для района строительства.

Значения коэффициента поперечной деформации бетона (коэффициент Пуассона) допускается принимать $\nu_{b,p}$ =0,2, а модуль сдвига бетона $G = 0{,}4E_b$.

Значения коэффициента линейной температурной деформации бетона при изменении температур от минус 40 до плюс 50°С принимают $\alpha_{b,t}=1\cdot10^{-5}$°С.

Для определения массы железобетонной конструкции плотность тяжелого бетона принимается равной 2400 кг/м$^3$. Плотность железобетона при содержании арматуры 3% и менее может приниматься равной 2500 кг/м$^3$, а при содержании арматуры более 3% плотность определяется как сумма масс бетона и арматуры на единицу объема железобетонной конструкции.

### 1.2 Арматура

Для армирования предварительно напряженных железобетонных конструкций следует применять отвечающую требованиям соответствующих государственных стандартов или технических условий арматуру следующих видов: горячекатаную гладкую или периодического профиля диаметром 6-40 мм; термомеханически упрочненную периодического профиля диаметром 6-40 мм; холоднодеформированную периодического профиля диаметром 3-12 мм; арматурные канаты диаметром 6-15 мм.

В железобетонных конструкциях допускается также применять арматуру, упрочненную вытяжкой на предприятиях строительной индустрии.

Для железобетонных конструкций следует предусматривать:

*в качестве напрягаемой арматуры:*

– горячекатаную и термомеханически упрочненную периодического профиля классов А600, А800, А1000;

– холоднодеформированную периодического профиля классов от Вр1200 до Вр1500;

– канатную 7- и 19- проволочную классов К1400 и К1500;

– упрочненную вытяжкой периодического профиля класса А540;

*в качестве ненапрягаемой арматуры:*

– горячекатаную гладкую класса А240;

– горячекатаную и термомеханически упрочненную периодического профиля классов А300, А400, А500;

– холоднодеформированную периодического профиля класса В500, В500С в сварных каркасах и сетках.

Арматуру классов А540, А600, А800 и А1000 можно применять в качестве ненапрягаемой вместе с напрягаемой арматурой тех же классов, а также в конструкциях без предварительного напряжения арматуры.

Применяемая в железобетонных конструкциях арматура имеет предел текучести:

– физический (классов А240, А300, А400, А500).

– условный, равный величине напряжений, соответствующих остаточному относительному удлинению 0,2% (классов А600, А800, А1000, Вр1200 – Вр1500, К1400, К1500).

Упрочненная вытяжкой арматура класса А540 и холоднодеформированная класса В500 по особенностям расчета условно отнесены к арматуре, имеющей физический предел текучести.

В конструкциях, эксплуатируемых на открытом воздухе или в не отапливаемых зданиях в районах с расчетной зимней температурой ниже минус 30°С не допускается применение арматуры класса А600 марки стали 80С (диаметром 10-18 мм), класса А300 марки стали Ст5пс (диаметром 18-40 мм) и класса А240 марки стали Ст3кп.

Эти виды арматуры можно применять в конструкциях отапливаемых зданий, расположенных в указанных районах, если в стадии возведения несущая способность конструкций будет обеспечена исходя из расчетного сопротивления арматуры с понижающим коэффициентом 0,7 к расчетной нагрузке с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f = 1{,}0$.

Прочие виды и классы арматуры можно применять без ограничения.

Для монтажных петель элементов сборных железобетонных конструкций следует применять горячекатаную арматурную сталь класса А240 марок Ст3сп и Ст3пс и класса А300 марки 10ГТ.

Основной прочностной характеристикой арматуры является нормативное значение сопротивления растяжению $R_{s,n}$, равное наименьшему значению физического или условного предела текучести и принимаемое в зависимости от класса арматуры по табл. 8 приложения.

Расчетные значения сопротивления арматуры растяжению для предельных состояний первой группы $R_s$ определяют по формуле $R_s = R_{s,n} / \gamma_s$ , где γs – коэффициент надежности по арматуре, принимаемый равным:

1,1 – для арматуры классов А240, А300, А400;

1,15 – для арматуры классов А500, А600, А800;

1,2 – для арматуры классов А540, А1000, В500, Вр1200, Вр1500, К1400 и К1500.

Расчетные значения $R_s$ приведены в табл. 9 приложения. При этом значения $R_{s,n}$ приняты равными наименьшим контролируемым значениям по соответствующим ГОСТ.

Расчетные значения сопротивления арматуры растяжению для предельных состояний второй группы $R_{s.ser}$ принимают равными соответствующим нормативным сопротивлениям $R_{s,n}$.

Расчетные значения сопротивления арматуры сжатию $R_{sc}$ принимаются равными расчетным значениям сопротивления арматуры растяжению $R_s$, но не более 400 МПа, при этом для арматуры класса В500 $R_{sc}$ = 360 МПа.

Расчетные значения $R_{sc}$ приведены в табл. 9 приложения.

При расчете конструкции на действие только постоянных и длительных нагрузок, когда расчетное сопротивление бетона сжатию $R_b$ принимается с учетом коэффициента $\gamma_{b1}$ = 0,9 расчетное сопротивление арматуры сжатию $R_{sc}$ допускается принимать не более 500 МПа (5100 кгс/см$^2$), при этом для арматуры класса А600 принимается $R_{sc}$ = 470 МПа (4800 кгс/см$^2$).

Во всех случаях для арматуры класса А540 принимается $R_{sc}$ = 200 МПа (2030 кгс/см$^2$).

Расчетное сопротивление растяжению ненапрягаемой поперечной арматуры (хомутов и отогнутых стержней) $R_{sw}$ снижают по сравнению с $R_s$ путем умножения на коэффициент условий работы $\gamma_{s1}$ = 0,8, но принимают не более 300 МПа. Расчетные значения $R_{sw}$ приведены в табл. 9 приложения.

При расположении стержней арматуры классов Вр1200-Вр1500 попарно вплотную без зазоров расчетное сопротивление растяжению $R_s$ умножается на коэффициент условий работы $\gamma_{s2}$ = 0,85.

Основными деформационными характеристиками арматуры являются значения: относительных деформаций удлинения арматуры $\varepsilon_{so}$ при достижении напряжениями расчетного сопротивления $R_s$; модуля упругости арматуры $E_s$.

Значения относительных деформаций арматуры $\varepsilon_{so}$ определяют, как упругие при значении сопротивления арматуры ($\varepsilon_{so}=R_s/E_s$).

Значение модуля упругости арматуры всех видов, кроме канатной, принимается равным $E_s$ = 200000 МПа (2000000 кгс/см$^2$), а для канатной арматуры классов К1400 и К1500 - $E_s$ = 180000 МПа (1800000 кгс/см$^2$).

### 1.3 Диаграммы состояния бетона и арматуры

В качестве расчетных диаграмм состояния бетона, определяющих связь между напряжениями и относительными деформациями, принимают трехлинейную и двухлинейную диаграммы (рис. 1.1, *а*, *б*).

Диаграммы состояния бетона используют при расчете железобетонных элементов по нелинейной деформационной модели.

При трехлинейной диаграмме (рис. 1.1, *а*) сжимающие напряжения бетона $\sigma_b$ в зависимости от относительных деформаций укорочения бетона $\varepsilon_b$ определяют по формулам:

при $0 \le \varepsilon_b \le \varepsilon_{b1} \rightarrow \sigma_b = E_b \cdot \varepsilon_b$;

при $\varepsilon_{b1} < \varepsilon_b < \varepsilon_{b0} \rightarrow \sigma_b = \left[\left(1-\frac{\sigma_{b1}}{R_b}\right)\frac{\varepsilon_b-\varepsilon_{b1}}{\varepsilon_{b0}-\varepsilon_{b1}}+\frac{\sigma_{b1}}{R_b}\right]R_b$;

при $\varepsilon_{b0} \le \varepsilon_b \le \varepsilon_{b2} \rightarrow \sigma_b = R_b$.

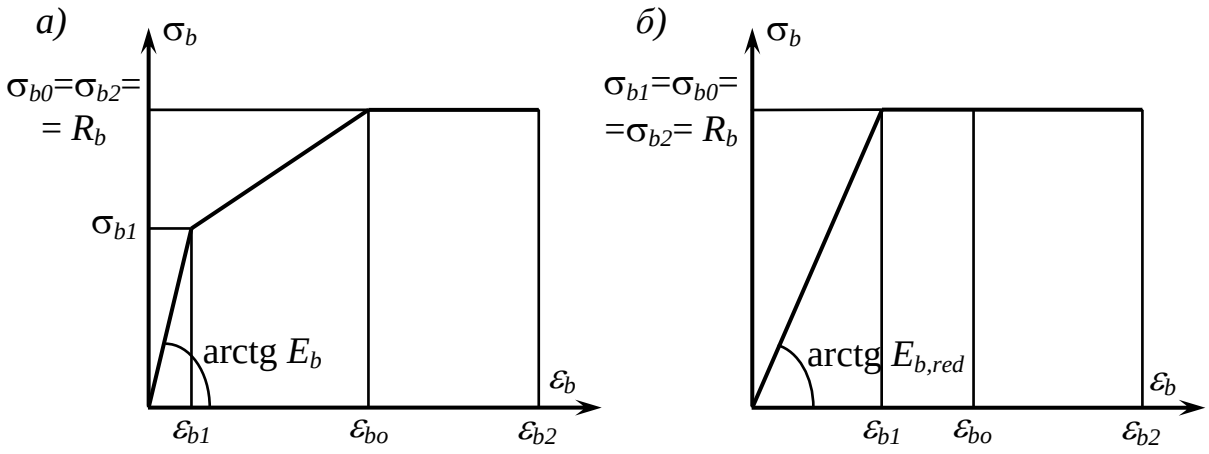



Рисунок 1.1–- Диаграммы состояния сжатого бетона
а - трехлинейная диаграмма состояния сжатого бетона; б - двухлинейная диаграмма состояния сжатого бетона

Значения напряжений $\sigma_{b1}$ принимают: $\sigma_{b1}=0{,}6R_b$, а значения относительных деформаций $\varepsilon_{b1}$ принимают: $\varepsilon_{b1} = \sigma_{b1} / E_b$.

Значения относительных деформаций $\varepsilon_{b2}$ принимают:

– при непродолжительном действии нагрузки $\varepsilon_{b2}$ = 0,0035;

– при продолжительном действии нагрузки - по табл. 7 приложения.

При двухлинейной диаграмме (рис. 1.1, *б*) сжимающие напряжения бетона $\sigma_b$ в зависимости от относительных деформаций $\varepsilon_b$ определяют по формулам:

при $0 \le \varepsilon_b \le \varepsilon_{b1} \rightarrow \sigma_b = E_{b,red} \cdot \varepsilon_b$, где $\varepsilon_{b1} = R_b / E_{b,red}$;

при $\varepsilon_{b1} \le \varepsilon_b \le \varepsilon_{b2} \rightarrow \sigma_b = R_b$.

Значения приведенного модуля деформации бетона $E_{b,red}$ принимают: $E_{b,red} = R_b / \varepsilon_{b1,red}$.

Значения относительных деформаций $\varepsilon_{b1,red}$ принимают:

– при непродолжительном действии нагрузки $\varepsilon_{b1,red}$ = 0,0015;

– при продолжительном действии нагрузки - по табл. 7 приложения.

Растягивающие напряжения бетона $\sigma_{bt}$ в зависимости от относительных деформаций $\varepsilon_{bt}$ определяют по приведенным выше диаграммам (рис. 1.1). При этом расчетные значения сопротивления бетона сжатию $R_b$ заменяют на расчетные значения сопротивления бетона растяжению $R_{bt}$, значения начального модуля упругости $E_{bt}$ определяют при сжатии и растяжении принимают в зависимости от класса бетона по прочности на сжатие ***B*** согласно таблице 5 приложения учебного пособия.

При продолжительном действии нагрузки значения начального модуля деформаций бетона определяют по формуле $E_{b,\tau} = E_b / (1+\varphi_{b,cr})$, где $\varphi_{b,cr}$ - коэффициент ползучести, принимаемый по табл. 6 приложения.

Значения относительной деформации $\varepsilon_{bto}$ принимают:

– $\varepsilon_{bo}$ = 0,002 – при осевом сжатии;

– $\varepsilon_{bto}$ = 0,0001 – при осевом растяжении, при продолжительном действии нагрузки - по табл. 7 приложения в зависимости от относительной влажности окружающей среды.

Значения относительной деформации $\varepsilon_{bt2}$ принимают при непродолжительном действии нагрузки $\varepsilon_{bt2}$ = 0,00015, при продолжительном действии нагрузки по табл. 7 приложения. Для двухлинейной диаграммы принимают $\varepsilon_{bt1,red}$ = 0,00008 – при непродолжительном действии нагрузки, а при продолжительном по табл. 7 приложения; значения $E_{bt,red}$ определяют по формуле $E_{b,red} = R_b / \varepsilon_{b1,red}$, подставляя в нее $R_{bt}$ и $\varepsilon_{bt1,red}$.

При расчете прочности железобетонных элементов по нелинейной деформационной модели для определения напряженно-деформированного состояния сжатой зоны бетона используют диаграммы состояния сжатого бетона, приведенные на рис. 1.1 с деформационными характеристиками, отвечающими непродолжительному действию нагрузки. При этом в качестве наиболее простой используют двухлинейную диаграмму состояния бетона.

При расчете образования трещин в железобетонных конструкциях по нелинейной деформационной модели для определения напряженно-деформированного состояния сжатого и растянутого бетона используют трехлинейную диаграмму состояния бетона с деформационными характеристиками, отвечающими непродолжительному действию нагрузки. Двухлинейную диаграмму как наиболее простую используют для определения напряженно-деформированного состояния растянутого бетона при упругой работе сжатого бетона.

При расчете деформаций железобетонных элементов по нелинейной деформационной модели при отсутствии трещин для определения напряженно-деформированного состояния в сжатом и растянутом бетоне используют трехлинейную диаграмму состояния бетона с учетом непродолжительного и продолжительного действия нагрузки. При наличии трещин для определения напряженно-деформированного состояния сжатого бетона помимо указанной выше диаграммы используют как наиболее простую двухлинейную диаграмму состояния бетона с учетом непродолжительного и продолжительного действия нагрузки.

При расчете раскрытия нормальных трещин по нелинейной деформационной модели для определения напряженно-деформированного состояния в сжатом бетоне используют диаграммы состояния, приведенные на рис. 1.1 с учетом непродолжительного действия нагрузки. При этом в качестве наиболее простой используют двухлинейную диаграмму состояния бетона.

Влияние попеременного замораживания и оттаивания, а также отрицательных температур на деформационные характеристики бетона учитывают коэффициентом условий работы $\gamma_{bt} \leq 1{,}0$. Для надземных конструкций, подвергаемых атмосферным воздействиям окружающей среды при расчетной температуре наружного воздуха в холодный период минус 40 °С и выше, принимают коэффициент $\gamma_{bt} = 1{,}0$. В остальных случаях значения коэффициента $\gamma_{bt}$ принимают в зависимости от назначения конструкций и условий окружающей среды.

*Диаграммы состояния арматуры*

При расчете железобетонных элементов по нелинейной деформационной модели в качестве расчетной диаграммы состояния арматуры, устанавливающей связь между напряжениями $\sigma_s$ и относительными деформациями $\varepsilon_s$ арматуры, принимают для:

– арматуры с физическим пределом текучести классов А240-А500, В500 двухлинейную диаграмму (рис. 1.2, *а*);

– арматуры с условным пределом текучести классов А600-А1000, Вр1200-Вр1500, К1400, К1500 - трехлинейную (рис. 1.2, *б*).

Диаграммы состояния арматуры при растяжении и сжатии принимают одинаковыми.

Напряжения в арматуре $\sigma_s$ согласно двухлинейной диаграмме состояния арматуры определяют в зависимости от относительных деформаций $\varepsilon_s$ по формулам:

при $0 < \varepsilon_s < \varepsilon_{s0} \rightarrow \sigma_s = \varepsilon_s E_s$;

при $\varepsilon_{s0} \le \varepsilon_s \le \varepsilon_{s2} \rightarrow \sigma_s = R_s$.

Значения относительной деформации $\varepsilon_{s2}$ принимают равными 0,025.

Напряжения в арматуре $\sigma_s$ согласно трехлинейной диаграмме состояния арматуры определяют в зависимости от относительных деформаций $\varepsilon_s$ по формулам:

при $0 < \varepsilon_s < \varepsilon_{s1} \rightarrow \sigma_s = \varepsilon_s E_s$;

при $\varepsilon_{s1} < \varepsilon_s < \varepsilon_{s2} \rightarrow \sigma_s = \left[\left(1 - \frac{\sigma_{s1}}{R_s}\right) \cdot \frac{\varepsilon_s - \varepsilon_{s1}}{\varepsilon_{s0} - \varepsilon_{s1}} + \frac{\sigma_{s1}}{R_s}\right] R_s \le 1{,}1 R_s$ .

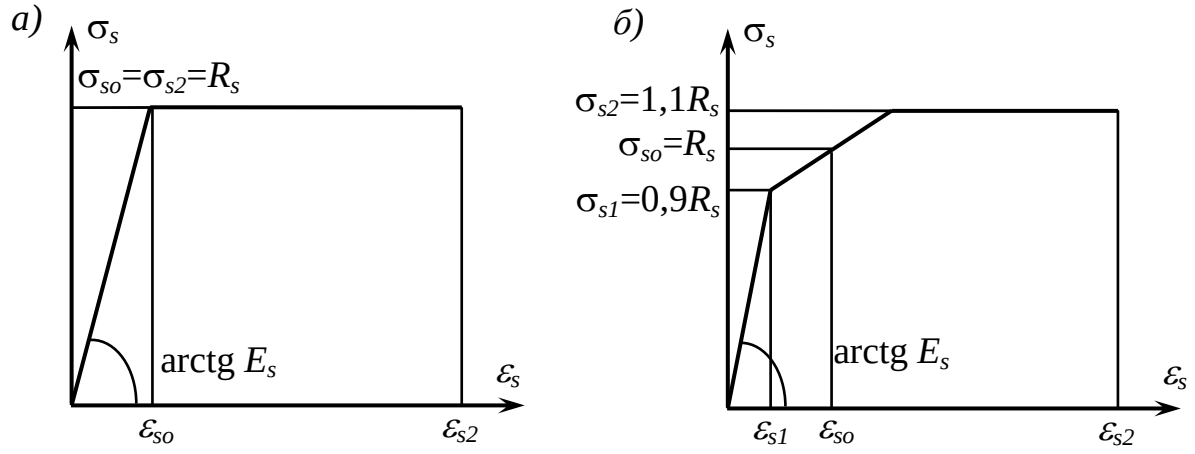



Рисунок 1.2 – Диаграммы состояния растянутой арматуры
а - двухлинейная; б – трехлинейная

Значения $\varepsilon_{s0}$, $E_s$ и $R_s$ принимают равными для:

– арматуры с физическим пределом текучести $\varepsilon_{s0} = R_s / E_s$;

– арматуры с условным пределом текучести $\varepsilon_{s0} = R_s / E_s + 0{,}002$.

Значения модуля упругости арматуры $E_s$ принимают одинаковыми при растяжении и сжатии и равными: $E_s$ = 1,8·10$^5$ МПа - для арматурных канатов (К); $E_s$ = 2,0·10$^5$ МПа - для остальной арматуры (А и В).

Значения напряжений $\sigma_{s1}$ принимают равными $0{,}9R_s$, а напряжений $\sigma_{s2}$ - равными $1{,}1R_s$.

Значения относительных деформаций $\varepsilon_{s1}$ принимают равными $0{,}9R_s / E_s$, а деформации $\varepsilon_{s2}$ - равными 0,015.

## 2 Расчет железобетонных конструкций по предельным состояниям первой группы

### 2.1 Расчет по прочности железобетонных элементов без предварительного напряжения на действие изгибающих моментов и продольных сил

Расчет по прочности железобетонных элементов при действии изгибающих моментов и продольных сил (внецентренное сжатие или растяжение) следует производить для сечений, нормальных к их продольной оси.

Расчет по прочности нормальных сечений железобетонных элементов следует производить на основе нелинейной деформационной модели, методика расчета которой будет приведена ниже.

Допускается расчет железобетонных элементов прямоугольного, таврового и двутаврового сечений с арматурой, расположенной у перпендикулярных плоскости изгиба граней элемента, при действии усилий в плоскости симметрии нормальных сечений производить на основе предельных усилий.

При расчете внецентренно сжатых элементов следует учитывать влияние прогиба на их несущую способность, как правило, путем расчета конструкций по деформированной схеме.

Допускается производить расчет конструкций по недеформированной схеме, учитывая при гибкости $l_0 / i > 14$, влияние прогиба элемента на его прочность, путем умножения начального эксцентриситета $e_0$ на коэффициент $\eta$, определяемый по формуле $\eta = 1 / (1\text{-N}/N_{cr})$, где $N_{cr}$ - условная критическая сила.

Для железобетонных элементов, у которых предельное усилие по прочности оказывается меньше предельного усилия по образованию трещин, площадь сечения продольной растянутой арматуры должна быть увеличена по сравнению с требуемой из расчета по прочности не менее чем на 15 % или соответствовать предельному усилию по образованию трещин.

#### 2.1.1 Расчет по прочности нормальных сечений по предельным усилиям

Предельные усилия в сечении, нормальном к продольной оси элемента, следует определять исходя из следующих предпосылок:

– сопротивление бетона растяжению принимают равным нулю;

– сопротивление бетона сжатию представляется напряжениями, равными $R_b$ и равномерно распределенными по сжатой зоне бетона;

– деформации (напряжения) в арматуре определяют в зависимости от высоты сжатой зоны бетона;

– растягивающие напряжения в арматуре принимают не более расчетного сопротивления растяжению $R_s$;

– сжимающие напряжения в арматуре принимают не более расчетного сопротивления сжатию $R_{sc}$.

Расчет по прочности нормальных сечений следует производить в зависимости от соотношения между значением относительной высоты сжатой зоны бетона $\xi = x / h_0$, определяемым из соответствующих условий равновесия, и значением граничной относительной высоты сжатой зоны $\xi_R$, при котором предельное состояние элемента наступает одновременно с достижением в растянутой арматуре напряжения, равного расчетному сопротивлению $R_s$.

Значение $\xi_R$ определяют по формуле

$$\xi_R = \frac{x_R}{h_0} = \frac{0{,}8}{1 + \frac{\varepsilon_{s,el}}{\varepsilon_{b,ult}}}, \qquad (2.1)$$

где $\varepsilon_{s,el}$ – относительная деформация растянутой арматуры при напряжениях, равных $R_s$

$$\varepsilon_{s,el} = R_s / E_s; \qquad (2.2)$$

$\varepsilon_{b,ult}$ – относительная деформация сжатого бетона при напряжениях, равных $R_b$, принимаемая равной 0,0035.

### 2.1.2 Расчет изгибаемых элементов прямоугольного сечения

Расчет по прочности прямоугольных сечений производится следующим образом в зависимости от высоты сжатой зоны, определяемой по формуле

$$x = \frac{R_s A_s - R_{sc} A'_s}{R_b b}. \qquad (2.3)$$

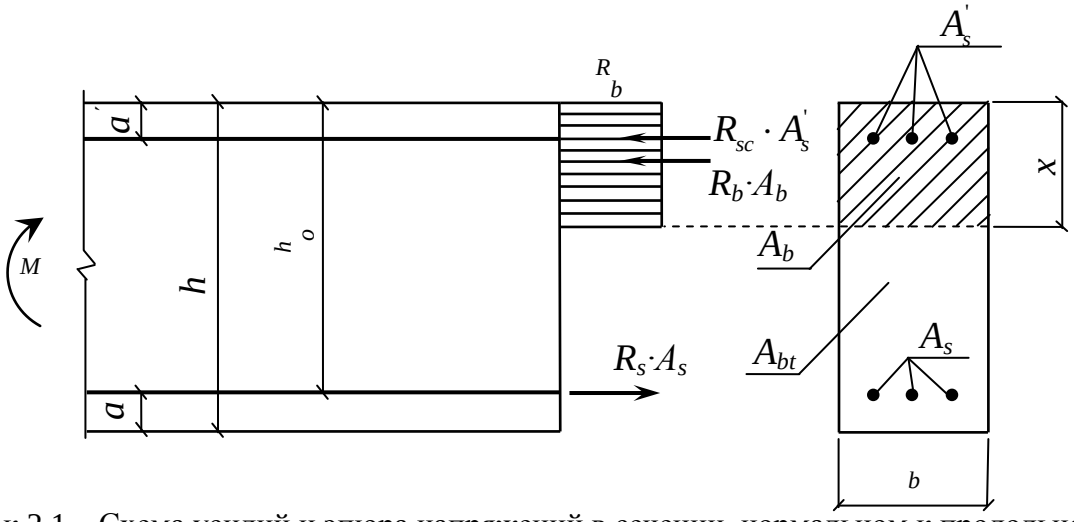



Рисунок 2.1 – Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси изгибаемого железобетонного элемента, при его расчете по прочности

а) при $\xi = \frac{x}{h_0} \le \xi_R$ - из условия $M < M_{ult}$,

Значение $M_{ult}$ для изгибаемых элементов прямоугольного сечения (рис. 2.1) определяют по формуле

$$M_{ult} = R_b b x \left(h_0 - 0{,}5x\right) + R_{sc} A'_s \left(h_0 - a'\right), \qquad (2.4)$$

б) при $\xi = \frac{x}{h_0} > \xi_R$ - из условия

$$M < M_{ult} = \alpha_R \cdot R_b \cdot b \cdot h_o^2 + R_{sc} A_s' (h_0 - a'), \quad (2.5)$$

где $\alpha_R = \xi_R(1 - 0{,}5\xi_R)$ или по табл.11 приложения.

Правую часть условия (2.5) при необходимости можно несколько увеличить путем замены значения $a_R$ на (0,7 $a_R$ + 0,3 $a_m$), где $a_m = \xi(1 - 0{,}5\ \xi)$, и принимая здесь $\xi$ не более 1.

Если $x \leq 0$, прочность проверяют из условия

$$M \leq M_{ult} = R_s A_s (h_o - a') \quad (2.6)$$

Если вычисленная без учета сжатой арматуры ($A_s$= 0,0) высота сжатой зоны $x$ меньше $2a'$, проверяется условие (2.6), где вместо $a'$ подставляется $x/2$.

Изгибаемые элементы рекомендуется проектировать так, чтобы обеспечить выполнение условия $\xi \leq \xi_R$. Невыполнение этого условия можно допустить лишь в случаях, когда площадь сечения растянутой арматуры определена из расчета по предельным состояниям второй группы или принята по конструктивным соображениям.

Проверку прочности прямоугольных сечений с одиночной арматурой производят:

при $x < \xi_R h_o$ из условия

$$M \leq M_{ult} = R_s A_s (h_o - 0{,}5x) \quad (2.7)$$

где $x$ - высота сжатой зоны, равная $x = \frac{R_s A_s}{R_b b}$; $\xi_R$ - по табл.11 приложения;

при $x \geq \xi_R h_o$ из условия

$$M < M_{ult} = \alpha_R \cdot R_b \cdot b \cdot h_o^2 \quad (2.8)$$

где $\alpha_R = \xi_R(1 - 0{,}5\xi_R)$ или по табл.11 приложения;

Подбор продольной арматуры производят следующим образом.

Вычисляют значение

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_o^2}. \quad (2.9)$$

Если $a_m < a_R$ (см. табл. 11 приложения), сжатая арматура по расчету не требуется.

При отсутствии сжатой арматуры площадь сечения растянутой арматуры определяется по формуле

$$A_s = R_b \cdot b \cdot h_o (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m}) / R_s. \quad (2.9)$$

Если $a_m > a_R$ , требуется увеличить сечение или повысить класс бетона, или установить сжатую арматуру.

Площади сечения растянутой $A_s$ и сжатой $A'_s$ арматуры, соответствующие минимуму их суммы, если по расчету требуется сжатая арматура, определяют по формулам:

$$A_s^{'} = \frac{M - \alpha_R \cdot R_b \cdot b \cdot h_o^2}{R_s (h_o - a^{'})}; \qquad (2.10)$$

$$A_s = \xi_R \cdot R_b \cdot b \cdot h_o / R_s + A_s^{'}, \qquad (2.11)$$

где $\xi_R$ и $a_R$ принимают табл. 11 приложения.

Если значение принятой площади сечения сжатой арматуры $A_s$ значительно превышает значение, вычисленное по формуле (2.10), площадь сечения растянутой арматуры можно несколько уменьшить по сравнению с вычисленной по формуле (2.11), используя формулу

$$A_s = R_b \cdot b \cdot h_o (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m}) / R_s + A_s^{'} \qquad (2.12)$$

где $\alpha_m = \frac{M - R_{sc} \cdot A_s^{'} (h_o - a^{'})}{R_b \cdot b \cdot h_o^2} \geq 0$

При этом должно выполняться условие $a_m < a_R$ (см. табл. 11 приложения).

**Примеры расчета элементов прямоугольного сечения**

*Пример 1.* Дано: сечение размером $b$ = 300 мм, $h$ = 600 мм; $a$ = 40 мм; изгибающий момент с учетом кратковременных нагрузок $M$=200 кНм; бетон класса В15 ($R_b$ = 8,5 МПа); арматура класса А400 ($R_s$ = 355 МПа).

*Требуется определить площадь сечения продольной арматуры.*

*Расчет.*

Определяем рабочую высоту сечения $h_o$ = 60 - 4 = 56 см.

Подбор сечения продольной арматуры.

Вычисляем значение $a_m$ по формуле

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_o^2} = \frac{20000}{0{,}85 \cdot 30 \cdot 56^2} = 0{,}25$$

По табл. 11 приложения находим $a_R$ = 0,41. Так как $a_m$ = 0,25 < $a_R$, сжатая арматура по расчету не требуется.

Требуемую площадь сечения растянутой арматуры определяем по формуле

$$A_s = R_b \cdot b \cdot h_o (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m}) / R_s = 0{,}85 \cdot 30 \cdot 56 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0{,}25}) / 35{,}5 = 11{,}78 \text{ см}^2.$$

Принимаем по табл. 12 приложения 2∅25 + 1∅16 А400, $A_s$ = 11,831 см$^2$.

*Пример 2.* Дано: сечение размерами $b$=300 мм, $h$=800 мм; $a$=70 мм; растянутая арматура А400 ($R_s$=355 МПа); площадь ее сечения $A_s$=29,45 см$^2$ (6∅25); бетон класса В25 ($R_b$=14,5 МПа); изгибающий момент $M$=550 кНм.

*Требуется проверить прочность сечения.*

*Расчет.*

Определяем рабочую высоту сечения $h_o$=80-7=73 см.

Проверку прочности принятого сечения производим по схеме:

Определим значение $x$:

$$x = \frac{R_s A_s}{R_b b} = \frac{35{,}5 \cdot 29{,}45}{1{,}45 \cdot 30} = 24\,\text{см}.$$

По табл. 11 приложения находим $\xi_R$=0,531**.**

Так как $\xi = x/h_o$=24/73=0,329<$\xi_R$=0.531, прочность сечения элемента проверяем по условию (2.7):

М= 550кНм<$R_s A_s \cdot (h_o - 0,5x)$=35,5·29,45·(73-0,5·24)=637,7 кНм, то есть прочность сечения элемента обеспечена.

*Пример 3.* Дано: сечение размерами *b*=300 мм, *h*=800 мм; *a* 50 мм; арматура класса А400 $R_s$=$R_{sc}$=355 МПа; изгибающий момент *M*=780 кНм; бетон класса В15 $R_b$=8,5 МПа.

*Требуется определить площадь сечения продольной арматуры.*

*Расчет.*

Определяем рабочую высоту сечения элемента $h_o$=*h*-a=80-5=75 см. Требуемую площадь продольной арматуры определяем по следующей схеме.

По формуле (2.9) находим значение $a_m$:

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_o^2} = \frac{780 \cdot 10^2}{0{,}85 \cdot 30 \cdot 75^2} = 0{,}544$$

Так как $a_m$=0,544>$a_R$=0,39 (см. табл. 11 приложения), при заданных размерах сечения и класса бетона необходима сжатая арматура.

Принимая защитный слой сжатой арматуры *a'*=30 мм и $\xi_R$=0,531 (см. табл. 11 приложения), по формулам (2.10) и (2.11) определим необходимую площадь сечений сжатой и растянутой арматуры:

$$A_s^{'} = \frac{M - \alpha_R \cdot R_b \cdot b \cdot h_o^2}{R_s (h_o - a^{'})} = \frac{780 \cdot 10^2 - 0{,}39 \cdot 0{,}85 \cdot 30 \cdot 75^2}{35{,}5 \cdot (75\text{-}3)} = 8{,}63\,\text{см}^2;$$

$$A_s = \xi_R \cdot R_b \cdot b \cdot h_o / R_s + A_s^{'} = 0{,}531 \cdot 30 \cdot 75 \cdot 0{,}85 / 35{,}5 + 8{,}63 = 37{,}24\ \text{см}^2.$$

По табл. 12 приложения принимаем 3∅20 А400, $A_s^{'} = 9{,}42\,\text{см}^2$; 5∅32 А400, $A_s$ = 40,21 см$^2$.

*Пример 4.* Дано: сечение размерами *b*=300 мм, *h*=700 мм; *a*=50 мм; *a'*=30 мм; бетон класса В30 - $R_b$=17 МПа; арматура А400 – $R_s$=$R_{sc}$=355 МПа); площадь сечения сжатой арматуры $A_s$= 9,42 см$^2$ (3∅20); изгибающий момент *M*=580 кНм.

*Требуется определить площадь сечения растянутой арматуры.*

*Расчет.*

Определяем рабочую высоту сечения $h_o$=700-50=650 мм.

Расчет производим с учетом наличия сжатой арматуры.

Вычисляем значение $a_m$:

$$\alpha_m = \frac{M - R_{sc} \cdot A_s^{'} (h_o - a^{'})}{R_b \cdot b \cdot h_o^2} = \frac{580 \cdot 10^2 - 35{,}5 \cdot 9{,}42 \cdot (65 - 3)}{1{,}7 \cdot 30 \cdot 65^2} = 0{,}173$$

Так как $a_m$=0,173<$a_R$=0,39 (см. табл. 11 приложения), необходимую площадь растянутой арматуры определяем по формуле (2.12)

$A_s = R_b \cdot b \cdot h_o(1-\sqrt{1-2\cdot\alpha_m})/R_s + A_s^{'} = 1{,}7 \cdot 30 \cdot 65 \cdot (1-\sqrt{1-2\cdot 0{,}173})/35{,}5+9{,}42=27{,}28$ см$^2$.

По табл. 12 приложения принимаем 3∅36 А400, $A_s$ = 30,54 см$^2$.

*Пример 5.* Дано: сечение размерами *b*=300 мм, *h*=700 мм; *a*=70 мм; *a'*=30мм; бетон класса В20 - $R_b$=11,5 МПа; арматура класса А400 - $R_s$=$R_{sc}$=355 МПа; площадь сечения растянутой арматуры $A_s$=48,26 см$^2$ (6∅32), сжатой - $A'_s$= 3,39 см$^2$ (3∅12); изгибающий момент *M* = 630 кНм

*Требуется проверить прочность сечения.*

*Расчет.* $h_o$=70-7=63 мм. Проверку прочности сечения производим в следующем порядке.

По формуле (2.3) определяем высоту сжатой зоны *x*:

$$x = \frac{R_s A_s - R_{sc} A'_s}{R_b b} = \frac{35{,}5 \cdot (48{,}26\text{-}3{,}39)}{1{,}15 \cdot 30} = 46{,}17 \text{ см}.$$

По табл. 11 приложения находим $\xi_R$=0,531 и $a_R$=0,39.

Так как $\xi = x/h_o$=46,17/63=0,733 > $\xi_R$=0.531, прочность сечения проверяем из условия (2.5):

$M$ = 630кНм > $\alpha_R \cdot R_b \cdot b \cdot h_o^2 + R_{sc} A'_s (h_0 - a') =$

$= 0{,}39 \cdot 1{,}15 \cdot 30 \cdot 63^2 + 35{,}5 \cdot 3{,}39 \cdot (63\text{-}3)$=606,2 кНм, то есть прочность согласно этому условию не обеспечена. Уточним правую часть условия (2.3) путем замены значения характеристики $a_R$ на (0,7·$a_R$+0,3·$a_m$), где $a_m$=ξ(1-0,5ξ) = 0,733(1- 0,5·0,733) = 0,464:

(0,7·0,39+0,3·0,464)·11,5·300·630$^2$+355·339·600=636,6кНм>М=630кНм, т.е. прочность обеспечена.

### 2.1.3 Расчет изгибаемых элементов таврового и двутаврового сечения

Расчет сечений, имеющих полку в сжатой зоне (тавровых, двутавровых и т.п.), производят в зависимости от положения границы сжатой зоны:

а) если граница проходит в полке (рис. 2.2, а), т.е. соблюдается условие расчет производят как для прямоугольного сечения шириной $b_f^{'}$;

б) если граница проходит в ребре (рис. 2.2, б), т.е. условие (2.13) не соблюдается, расчет производят из условия:

$$M \le M_{ult} = R_b b x (h_0 - 0{,}5x) + R_b (b'_f - b) h'_f (h_0 - 0{,}5h'_f) + R_{sc} A'_s (h - a'), \quad (2.14)$$

при этом высоту сжатой зоны бетона *x* определяют по формуле

$$x = \frac{R_s A_s - R_{sc} A'_s - R_b (b'_f - b) h'_f}{R_b b}, \quad (2.18)$$

и принимают не более $\xi_R h_o$ (см. табл. 11 приложения).

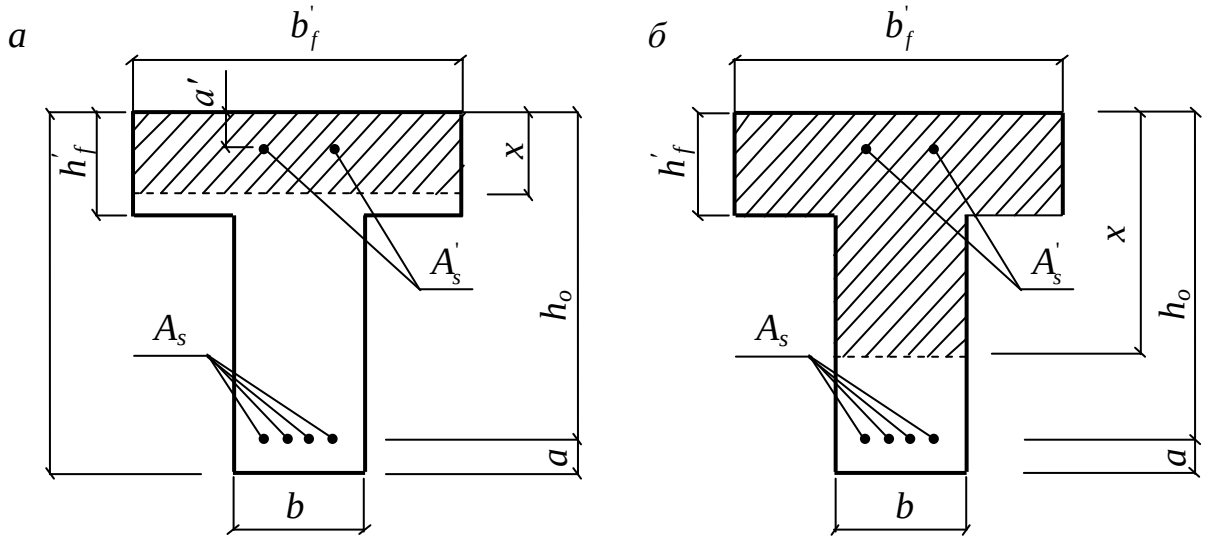



Рисунок 2.2 – Положение границы сжатой зоны в сечении изгибаемого железобетонного элемента: *а* - в полке; *б* - в ребре

$$R_s A_s \le R_b b_f' h_f' + R_{sc} A_s', \qquad (2.13)$$

Если $x > \xi_R h_o$ условие (2.14) можно записать в виде

$$M \le M_{ult} = \alpha_R R_b b h_o^2 + R_b \left(b_f' - b\right) h_f' \left(h_0 - 0{,}5 h_f'\right) + R_{sc} A_s' \left(h - a'\right), \qquad (2.19)$$

где $a_R$ - см. табл. 11 приложения.

При переменной высоте свесов полки допускается принимать значение $h_f'$ равным средней высоте свесов.

Значение $b'_f$, вводимое в расчет, принимают из условия, что ширина свеса полки в каждую сторону от ребра должна быть не более 1/6 пролета элемента и не более:

а) при наличии поперечных ребер или при $h'_f > 0{,}1\ h$ - 1/2 расстояния в свету между продольными ребрами;

б) при отсутствии поперечных ребер (или при расстояниях между ними больших, чем расстояния между продольными ребрами) и $h'_f < 0{,}1\ h$ - 6 $h'_f$;

в) при консольных свесах полки:

при $h'_f \ge 0{,}1\ h$ - 6 $h'_f$;

при $0{,}05\ h \le h'_f < 0{,}1\ h$ - 3 $h'_f$;

при $h'_f < 0{,}05\ h$ - свесы не учитывают.

Требуемую площадь сечения сжатой арматуры определяют по формуле

$$A_s' = \frac{M - \alpha_R \cdot R_b \cdot b \cdot h_o^2 - R_b \cdot (b_f' - b) \cdot h_f' \cdot (h_o - 0{,}5 h_f')}{R_{sc} \cdot (h_o - a')}, \qquad (2.20)$$

где $a_R$ - см. табл. 11 приложения.

При этом должно выполняться условие $h_f' < \xi_R h_o$. В случае, если $h_f' > \xi_R h_o$, площадь сечения сжатой арматуры определяют как для прямоугольного сечения шириной $b = b'_f$ по формуле

$$A_s^{'} = \frac{M - \alpha_R \cdot R_b \cdot b_f^{'} \cdot h_o^2}{R_s (h_o - a^{'})}. \qquad (2.21)$$

Требуемую площадь сечения растянутой арматуры определяют следующим образом:

а) если граница сжатой зоны проходит в полке, т.е. соблюдается условие:

$$M \le R_b b_f^{'} h_f^{'} \left(h_0 - 0{,}5 h_f^{'}\right) + R_{sc} A_s^{'} \left(h - a'\right), \qquad (2.22)$$

площадь сечения растянутой арматуры определяют как для прямоугольного сечения шириной $b_f^{'}$.

При отсутствии сжатой арматуры площадь сечения растянутой арматуры определяется по формуле

$$A_s = R_b \cdot b_f \cdot h_o (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m}) / R_s. \qquad (2.23)$$

Если $a_m > a_R$, требуется увеличить сечение или повысить класс бетона, или установить сжатую арматуру.

Площади сечения растянутой $A_s$ и сжатой $A'_s$ арматуры, соответствующие минимуму их суммы, если по расчету требуется сжатая арматура, определяют по формулам:

$$A_s^{'} = \frac{M - \alpha_R \cdot R_b \cdot b_f^{'} \cdot h_o^2}{R_s (h_o - a^{'})}; \qquad (2.24)$$

$$A_s = \xi_R \cdot R_b \cdot b_f^{'} \cdot h_o / R_s + A_s^{'}, \qquad (2.25)$$

б) если граница сжатой зоны проходит в ребре, т.е. условие (2.22) не соблюдается, площадь сечения растянутой арматуры определяют по формуле

$$A_s = \frac{R_b \cdot b \cdot h_o (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m}) + R_b (b_f^{'} - b) \cdot h_f^{'} + R_{sc} A_s^{'}}{R_s} \qquad (2.26)$$

где $\alpha_m = \dfrac{M - R_b \cdot (b_f^{'} - b) \cdot h_f^{'} \cdot (h_o - 0{,}5 h_f^{'}) - R_{sc} \cdot A_s^{'} (h_o - a^{'})}{R_b \cdot b \cdot h_o^2}$. (2.27)

При этом должно выполняться условие $a_m < a_R$ (см. табл. 11 приложения).

Значение $b'_f$ вводимое в расчет, принимают аналогично приведенным выше рекомендациям.

**Примеры расчета элементов таврового и двутаврового сечения**

*Пример 6.* *Дано*: сечение размерами $b'_f$ =1500 мм, $h'_f$=50 мм, $b$=200 мм, $h$=400 мм; $a$=80 мм; бетон класса В25 ($R_b$=14,5 МПа), арматура класса А400 ($R_s$=355 МПа); изгибающий момент $M$ =260 кНм.

*Требуется* определить площадь сечения продольной арматуры.

*Расчет.*

Определяем рабочую высоту сечения $h_o$ = 400 - 80 = 320 мм.

Расчет производим в предположении, что сжатая арматура по расчету не требуется.

Проверим условие (2.22), принимая $A_s$ = 0:

М=260кНм< $R_b b_f' h_f' \left(h_0 - 0{,}5h_f'\right) = 1{,}45 \cdot 150 \cdot 5 \cdot (32\text{-}0{,}5 \cdot 5) = 320{,}8$ кНм,

т.е. граница сжатой зоны проходит в полке, и расчет производим как для прямоугольного сечения шириной $b = b'_f$=1500 мм.

Вычисляем значение $\alpha_m$

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b_f' \cdot h_o^2} = \frac{260 \cdot 10^2}{1{,}45 \cdot 150 \cdot 32^2} = 0{,}177 < \alpha_R = 0{,}39,$$

где $\alpha_R$ принимаем по табл. 11 приложения, то есть сжатая арматура действительно по расчету не требуется.

Площадь сечения растянутой арматуры вычисляем по формуле (2.9)

$A_s = R_b b h_o (1\text{-}\sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m}) / R_s = 1{,}45 \cdot 150 \cdot 32 \cdot (1\text{-}\sqrt{1 - 2 \cdot 0{,}117}) / 35{,}5 = 24{,}46$ см$^2$.

По табл. 12 приложения принимаем 4∅28 А400, $A_s$ = 24,63 см$^2$.

*Пример 7. Дано*: сечение размерами $b'_f$ =400 мм, $h'_f$ =120 мм, $b$=200 мм, $h$=600 мм; $a$=65 мм; бетон класса В15 ($R_b$=8,5 МПа); арматура класса А400 ($R_s$=355 МПа); изгибающий момент $M$=270 кНм.

*Требуется* определить площадь сечения растянутой арматуры.

*Расчет.*

Определяем рабочую высоту сечения $h_o$=60-6,5=53,5 мм.

Расчет производим в предположении, что сжатая арматура по расчету не требуется.

Проверим условие (2.22):

Так как М = 270кНм > $R_b b_f' h_f' \left(h_0 - 0{,}5h_f'\right) =$

$= 0{,}85 \cdot 400 \cdot 12 \cdot (53{,}5\text{-}0{,}5 \cdot 12) = 193{,}8$ кНм, граница сжатой зоны проходит в ребре и площадь сечения растянутой арматуры определим по формуле (2.26).

Вычисляем значение $a_m$ при $A'_s = 0$

$$\alpha_m = \frac{M - R_b \cdot (b_f' - b) \cdot h_f' \cdot (h_o - 0{,}5h_f')}{R_b \cdot b \cdot h_o^2} =$$

$$= \frac{270 \cdot 10^2 - 0{,}85 \cdot (40\text{-}20) \cdot 12 \cdot (53{,}5\text{-}0{,}5 \cdot 12)}{0{,}85 \cdot 20 \cdot 53{,}5^2} = 0{,}356 < \alpha_R = 0{,}39,$$ (см. табл. 11 приложения), следовательно, сжатая арматура не требуется.

$$A_s = \frac{R_b \cdot b \cdot h_o (1\text{-}\sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m}) + R_b (b_f' - b) \cdot h_f'}{R_s} =$$

$$= \frac{0{,}85 \cdot 20 \cdot 53{,}5 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0{,}356}) + 0{,}85 \cdot (40\text{-}20) \cdot 12}{35{,}5} = 19{,}5 \text{ см}^2.$$

По табл. 12 приложения принимаем 4∅25 А400, ($A_s$ = 19,64 см$^2$).

*Пример 8. Дано*: сечение размерами $b'_f$ = 400 мм, $h'_f$ = 100 мм, $b$ = 200 мм, $h$ = 600 мм; $a$ = 70 мм, бетон класса В25 ($R_b$ = 14,5 МПа); растянутая арматура

класса А400 ($R_s$ = 355 МПа); площадь ее сечения $A_s$ = 1964 мм$^2$ (4∅25); $A'_s$ = 0,0; изгибающий момент $M$ = 300 кНм.

*Требуется* проверить прочность сечения.

*Расчет.*

Определяем рабочую высоту сечения $h_o$=60-7=53 мм.

Проверку прочности производим принимая $A_s$=0,0.

Так как $R_s \cdot A_s$=35,5·19,64=697,22 кН > $R_b \cdot b'_f \cdot h'_f$ =1,45·40·10=580 кН, граница сжатой зоны проходит в ребре, и прочность сечения проверяем из условия (2.14).

Для этого по формуле (2.15) определим высоту сжатой зоны:

при этом высоту сжатой зоны бетона $x$ определяют по формуле

$$x = \frac{R_s A_s - R_{sc} A'_s - R_b \left(b'_f - b\right) h'_f}{R_b b} = \frac{35{,}5 \cdot 19{,}64 - 1{,}45 \cdot (40\text{-}20) \cdot 10}{1{,}45 \cdot 20} = 14 \text{ см} <$$

$<\xi_R \cdot h_o$=0,531·53=28,1 см, (где $\xi_R$ принят из табл. 11 приложения).

М=300 кНм< $R_b b x \left(h_0 - 0{,}5x\right) + R_b \left(b'_f - b\right) h'_f \left(h_0 - 0{,}5h'_f\right)$=,

$= 1{,}45 \cdot 20 \cdot 14 \cdot (53\text{-}0{,}5 \cdot 14) + 1{,}45 \cdot (40\text{-}20) \cdot 10 \cdot (53\text{-}0{,}5 \cdot 10) = 326$ кНм, то есть прочность сечения обеспечена.

### 2.1.4 Расчет по прочности нормальных сечений на основе нелинейной деформационной модели

При расчете по прочности усилия и деформации в сечении, нормальном к продольной оси элемента, определяют на основе нелинейной деформационной модели, использующей уравнения равновесия внешних сил и внутренних усилий в сечении элемента, а также следующие положения:

– распределение относительных деформаций бетона и арматуры по высоте сечения элемента принимают по линейному закону (гипотеза плоских сечений);

– связь между осевыми напряжениями и относительными деформациями бетона и арматуры принимают в виде диаграмм состояния (деформирования) бетона и арматуры (п 1.3 учебного пособия);

– сопротивление бетона растянутой зоны допускается не учитывать, принимая при $\varepsilon_{bi} \geq 0$ напряжения $\sigma_{bi}$=0. В конструкциях, которых не допускают трещины расчет по прочности производят с учетом работы растянутого бетона.

Переход от эпюры напряжений в бетоне к обобщенным внутренним усилиям определяют с помощью процедуры численного интегрирования напряжений по нормальному сечению. Для этого нормальное сечение условно разделяют на малые участки: при косом внецентренном сжатии (растяжении) и косом изгибе – по высоте и ширине сечения; при внецентренном сжатии (растяжении) и изгибе в плоскости оси симметрии поперечного сечения элемента – только по высоте сечения. Напряжения в пределах малых участков принимают равномерно распределенными (усредненными).

При расчете элементов с использованием деформационной модели принимают:

– значения сжимающей продольной силы, а также сжимающих напряжений и деформаций укорочения бетона и арматуры – со знаком «минус»;

– значения растягивающей продольной силы, а также растягивающих напряжений и деформаций удлинения бетона и арматуры – со знаком «плюс».

Знаки координат центров тяжести арматурных стержней и выделенных участков бетона, а также точки приложения продольной силы принимают в соответствии с назначенной системой координат *XOY*. В общем случае начало координат этой системы (точка *O* на рисунке 2.3) располагают в произвольном месте в пределах поперечного сечения элемента.

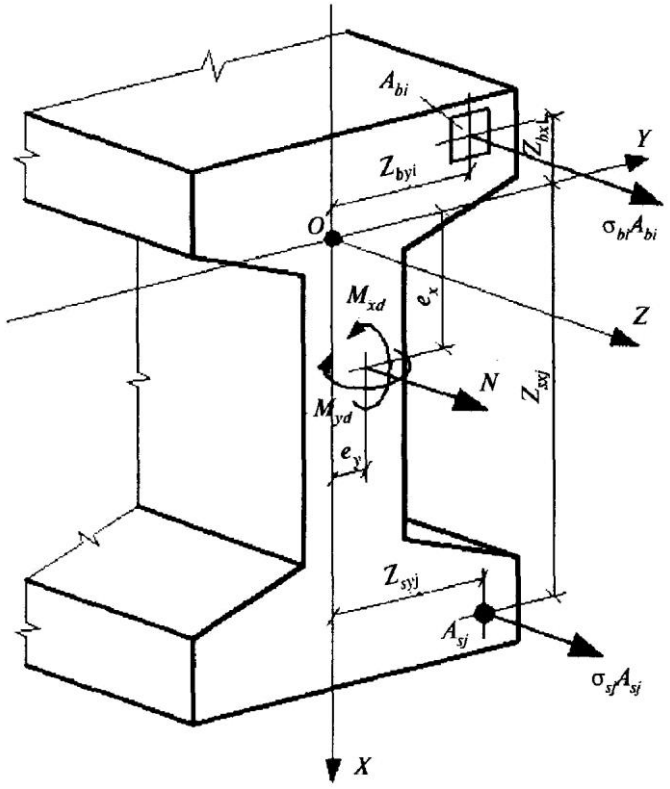



Рисунок 2.3 - Расчетная схема нормального сечения элемента

При расчете нормальных сечений по прочности (рис. 2.3) в общем случае используют:

– уравнения равновесия внешних сил и внутренних усилий в нормальном сечении элемента:

$$M_x = \sum_i \sigma_{bi} A_{bi} Z_{bxi} + \sum_j \sigma_{sj} A_{sj} Z_{sxj}\,; \tag{2.28}$$

$$M_y = \sum_i \sigma_{bi} A_{bi} Z_{byi} + \sum_j \sigma_{sj} A_{sj} Z_{syj}\,; \tag{2.29}$$

$$N = \sum_i \sigma_{bi} A_{bi} + \sum_j \sigma_{sj} A_{sj}\,; \tag{2.30}$$

– уравнения, определяющие распределение деформаций по сечению элемента:

$$\varepsilon_{bi} = \varepsilon_0 + \frac{1}{r_x} Z_{bxi} + \frac{1}{r_y} Z_{byi}\,; \tag{2.31}$$

$$\varepsilon_{sj} = \varepsilon_0 + \frac{1}{r_x} Z_{sxj} + \frac{1}{r_y} Z_{syj}; \quad (2.32)$$

– зависимости, связывающие напряжения и относительные деформации бетона и арматуры:

$$\sigma_{bi} = E_b \nu_{bi} \varepsilon_{bi}; \quad (2.33)$$

$$\sigma_{sj} = E_{sj} \nu_{sj} \varepsilon_{sj}; \quad (2.34)$$

В уравнениях (2.28) – (2.34):

$M_x$, $M_y$ – изгибающие моменты от внешней нагрузки относительно выбранных и располагаемых в пределах поперечного сечения элемента координатных осей (соответственно действующих в плоскостях *XOZ* и *YOZ* или параллельно им), определяемые по формулам:

$$M_x = M_{xd} + Ne_x, \quad (2.35)$$

$$M_y = M_{yd} + Ne_y, \quad (2.36)$$

где $M_{xd}$, $M_{yd}$ – изгибающие моменты в соответствующих плоскостях от внешней нагрузки, определяемые из статического расчета конструкции;

$N$ – продольная сила от внешней нагрузки;

$e_x$, $e_y$ – расстояния от точки приложения силы $N$ до соответствующих выбранных осей;

$A_{bi}$, $Z_{bm}$, $Z_{byi}$, $\sigma_{bi}$ – площадь, координаты центра тяжести $i$-го участка бетона и напряжение на уровне его центра тяжести;

$A_{sj}$, $Z_{sxj}$, $Z_{syj}$, $\sigma_{sj}$ – площадь, координаты центра тяжести $j$-го стержня арматуры и напряжение в нем;

$\varepsilon_0$ – относительная деформация волокна, расположенного на пересечении выбранных осей (в точке *O*);

$\frac{1}{r_x}$, $\frac{1}{r_y}$ – кривизна продольной оси в рассматриваемом поперечном сечении элемента в плоскостях действия изгибающих моментов $M_x$ и $M_y$;

$E_b$ – начальный модуль упругости бетона;

$E_{sj}$ – модуль упругости $j$-го стержня арматуры;

$\nu_{bi}$ – коэффициент упругости бетона $i$-го участка;

$\nu_{sj}$ – коэффициент упругости $j$-го стержня арматуры.

Коэффициенты $\nu_{bi}$ и $\nu_{sj}$ принимают по соответствующим диаграммам состояния бетона и арматуры, указанным в п1.3 учебного пособия.

Значения коэффициентов $\nu_{bj}$ и $\nu_{sj}$ определяют как соотношение значений напряжений и деформаций для рассматриваемых точек соответствующих диаграмм состояния бетона и арматуры, принятых в расчете, деленное на модуль упругости бетона $E_b$ и арматуры $E_s$ (при двухлинейной диаграмме состояния бетона – на приведенный модуль деформации $E_{b,red}$). При этом используют зависимости «напряжение - деформация» на рассматриваемых участках диаграмм, приведенных в п. 1.3 учебного пособия.

$$\nu_{bi} = \frac{\sigma_{bi}}{E_b \varepsilon_{bi}}; \quad (2.37)$$

$$\nu_{sj} = \frac{\sigma_{sj}}{E_{sj}\varepsilon_{sj}}. \quad (2.38)$$

Расчет нормальных сечений железобетонных элементов по прочности производят из условий

$$\left|\varepsilon_{b,max}\right| \le \varepsilon_{b,ult}; \quad (2.39)$$

$$\varepsilon_{s,max} \le \varepsilon_{s,ult}, \quad (2.40)$$

где $\varepsilon_{b,max}$ – относительная деформация наиболее сжатого волокна бетона в нормальном сечении элемента от действия внешней нагрузки;

$\varepsilon_{s,max}$ – относительная деформация наиболее растянутого стержня арматуры в нормальном сечении элемента от действия внешней нагрузки;

$\varepsilon_{b,ult}$ – предельное значение относительной деформации бетона при сжатии, принимаемое согласно указаниям, приведенных ниже;

$\varepsilon_{s,ult}$ – предельное значение относительной деформации удлинения арматуры, принимаемое согласно указаниям, приведенных ниже.

Для железобетонных элементов, на которые действуют изгибающие моменты двух направлений и продольная сила (рис. 2.3), деформации бетона $\varepsilon_{b,max}$ и арматуры $\varepsilon_{s,max}$ в нормальном сечении произвольной формы определяют из решения системы уравнений (2.41) - (2.43) с использованием уравнений (2.31) и (2.32):

$$M_x = D_{11}\frac{1}{r_x} + D_{12}\frac{1}{r_y} + D_{13}\varepsilon_0; \quad (2.41)$$

$$M_y = D_{12}\frac{1}{r_x} + D_{22}\frac{1}{r_y} + D_{23}\varepsilon_0; \quad (2.42)$$

$$N = D_{13}\frac{1}{r_x} + D_{23}\frac{1}{r_y} + D_{33}\varepsilon_0; \quad (2.43)$$

Жесткостные характеристики $D_{ij}$ ($i, j$ = 1, 2, 3) в уравнениях (2.41) - (2.43) определяют по формулам:

$$D_{11} = \sum_i A_{bi} Z_{bxi}^2 E_b \nu_{bi} + \sum_j A_{sj} Z_{sxj}^2 E_{sj} \nu_{sj}; \quad (2.44)$$

$$D_{22} = \sum_i A_{bi} Z_{byi}^2 E_b \nu_{bi} + \sum_j A_{sj} Z_{syj}^2 E_{sj} \nu_{sj}; \quad (2.45)$$

$$D_{12} = \sum_i A_{bi} Z_{bxi} Z_{byi} E_b \nu_{bi} + \sum_j A_{sj} Z_{sxj} Z_{syj} E_{sj} \nu_{sj}; \quad (2.46)$$

$$D_{13} = \sum_i A_{bi} Z_{bxi} E_b \nu_{bi} + \sum_j A_{sj} Z_{sxj} E_{sj} \nu_{sj}; \quad (2.47)$$

$$D_{23} = \sum_i A_{bi} Z_{byi} E_b \nu_{bi} + \sum_j A_{sj} Z_{syj} E_{sj} \nu_{sj}; \quad (2.48)$$

$$D_{33} = \sum_i A_{bi} E_b \nu_{bi} + \sum_j A_{sj} E_{sj} \nu_{sj}; \quad (2.49)$$

Обозначения в формулах приведены выше.

Для железобетонных элементов, на которые действуют только изгибающие моменты двух направлений $M_x$ и $M_y$ (косой изгиб), в уравнении (2.43) принимают $N = 0$.

Для внецентренно сжатых в плоскости симметрии поперечного сечения железобетонных элементов и расположения оси X в этой плоскости $M_y = 0$ и $D_{12} = D_{22} = D_{23} = 0$. В этом случае уравнения равновесия имеют вид:

$$M_x = D_{11}\frac{1}{r_x} + D_{13}\varepsilon_0; \tag{2.50}$$

$$N = D_{13}\frac{1}{r_x} + D_{33}\varepsilon_0. \tag{2.51}$$

Для изгибаемых в плоскости симметрии поперечного сечения железобетонных элементов и расположения оси X в этой плоскости $N = 0$, $M_y = 0$, $D_{12} = D_{22} = D_{23} = 0$. В этом случае уравнения равновесия имеют вид:

$$M_x = D_{11}\frac{1}{r_x} + D_{13}\varepsilon_0; \tag{2.52}$$

$$0 = D_{13}\frac{1}{r_x} + D_{33}\varepsilon_0. \tag{2.53}$$

Расчет по прочности нормальных сечений внецентренно сжатых бетонных элементов, указанных в 4.1.2а (СП 52-101-2003), производят из условия (2.41), принимая в формулах (2.41) – (2.49) для определения $D_{ij}$ площадь арматуры $A_{sj}$=0.

Для изгибаемых и внецентренно сжатых бетонных элементов, в которых не допускаются трещины, расчет производят с учетом работы растянутого бетона в поперечном сечении элемента из условия

$$\varepsilon_{bt,max} \le \varepsilon_{bt,ult}, \tag{2.54}$$

где $\varepsilon_{bt,max}$ – относительная деформация наиболее растянутого волокна бетона в нормальном сечении элемента от действия внешней нагрузки, определяемая согласно (2.41) - (2.53);

$\varepsilon_{bt,ult}$ – предельное значение относительной деформации бетона при растяжении, принимаемое согласно указаниям, приведенным ниже.

Предельные значения относительных деформаций бетона $\varepsilon_{b,ult}$ ($\varepsilon_{bt,ult}$) принимают при двузначной эпюре деформаций (сжатие и растяжение) в поперечном сечении бетона элемента (изгиб, внецентренное сжатие или растяжение с большими эксцентриситетами) равными $\varepsilon_{b2}$ ($\varepsilon_{bt2}$).

При внецентренном сжатии или растяжении элементов и распределении в поперечном сечении бетона элемента деформаций только одного знака предельные значения относительных деформаций бетона $\varepsilon_{b,ult}$ ($\varepsilon_{bt,ult}$) определяют в зависимости от соотношения деформаций бетона на противоположных гранях сечения элемента $\varepsilon_1$ и $\varepsilon_2$ ($|\varepsilon_2| \ge |\varepsilon_1|$) по формулам:

$$\varepsilon_{b,ult} = \varepsilon_{b2} - \left(\varepsilon_{b2} - \varepsilon_{b0}\right)\frac{\varepsilon_1}{\varepsilon_2}; \tag{2.55}$$

$$\varepsilon_{bt,ult} = \varepsilon_{bt2} - \left(\varepsilon_{bt2} - \varepsilon_{bt0}\right)\frac{\varepsilon_1}{\varepsilon_2}; \tag{2.56}$$

где $\varepsilon_{b0}$, $\varepsilon_{bt0}$, $\varepsilon_{b2}$, $\varepsilon_{bt2}$ – деформационные параметры расчетных диаграмм состояния бетона пп. 5.1.12, 5.1.18, 5.1.20 (СП 52-101-2003) или п. 1.3 учебного пособия.

Предельное значение относительной деформации арматуры $\varepsilon_{s,ult}$ принимают равным 0,025.

### 2.1.5 Расчет по прочности железобетонных элементов при действии поперечных сил

Расчет по прочности железобетонных элементов при действии поперечных сил производят на основе модели наклонных сечений.

При расчете по модели наклонных сечений должны быть обеспечены прочность элемента по полосе между наклонными сечениями и по наклонному сечению на действие поперечных сил, а также прочность по наклонному сечению на действие момента.

Прочность по наклонной полосе характеризуется максимальным значением поперечной силы, которое может быть воспринято наклонной полосой, находящейся под воздействием сжимающих усилий вдоль полосы и растягивающих усилий от поперечной арматуры, пересекающей наклонную полосу. При этом прочность бетона определяют по сопротивлению бетона осевому сжатию с учетом влияния сложного напряженного состояния в наклонной полосе.

Расчет по наклонному сечению на действие поперечных сил производят на основе уравнения равновесия внешних и внутренних поперечных сил, действующих в наклонном сечении с длиной проекции *c* на продольную ось элемента. Внутренние поперечные силы включают поперечную силу, воспринимаемую бетоном в наклонном сечении, и поперечную силу, воспринимаемую пересекающей наклонное сечение поперечной арматурой. При этом поперечные силы, воспринимаемые бетоном и поперечной арматурой, определяют по сопротивлениям бетона и поперечной арматуры растяжению с учетом длины проекции *c* наклонного сечения.

Расчет по наклонному сечению на действие момента производят на основе уравнения равновесия моментов от внешних и внутренних сил, действующих в наклонном сечении с длиной проекции *c* на продольную ось элемента. Моменты от внутренних сил включают момент, воспринимаемый пересекающей наклонное сечение продольной растянутой арматурой, и момент, воспринимаемый пересекающей наклонное сечение поперечной арматурой. При этом моменты, воспринимаемые продольной и поперечной арматурой, определяют по сопротивлениям продольной и поперечной арматуры растяжению с учетом длины проекции *c* наклонного сечения.

#### 2.1.5.1 Расчет железобетонных элементов по полосе между наклонными сечениями

Расчет изгибаемых железобетонных элементов по бетонной полосе между наклонными сечениями производят из условия

$$Q \le \varphi_{b1} R_b b h_0, \quad (2.57)$$

где $Q$ – поперечная сила в нормальном сечении элемента;

$\varphi_{b1}$ – коэффициент, принимаемый равным 0,3.

### 2.1.5.2 Расчет железобетонных элементов по наклонным сечениям на действие поперечных сил

Расчет изгибаемых элементов по наклонному сечению (рис. 2.4) производят из условия

$$Q \le Q_b + Q_{sw}, \quad (2.58)$$

где $Q$ – поперечная сила в наклонном сечении с длиной проекции $c$ на продольную ось элемента, определяемая от всех внешних сил, расположенных по одну сторону от рассматриваемого наклонного сечения; при этом учитывают наиболее опасное загружение в пределах наклонного сечения;

$Q_b$ – поперечная сила, воспринимаемая бетоном в наклонном сечении;

$Q_{sw}$ – поперечная сила, воспринимаемая поперечной арматурой в наклонном сечении.

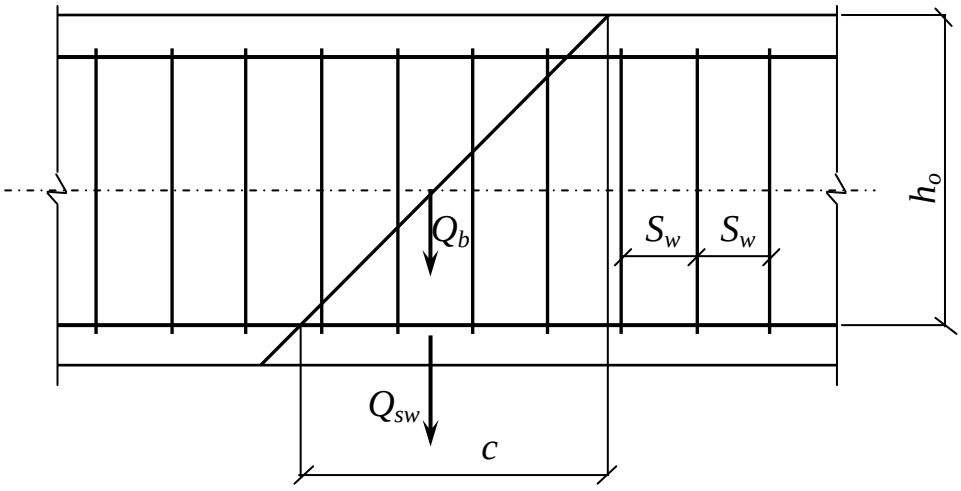



Рисунок 2.4 – Схема усилий при расчете железобетонных элементов по наклонному сечению на действие поперечных сил

Поперечную силу $Q_b$ определяют по формуле

$$Q_b = \frac{\varphi_{b2} R_{bt} b h_0^2}{c}, \quad (2.59)$$

но принимают не более 2,5 $R_{bt} b h_0$ и не менее 0,5 $R_{bt} b h_0$;

$\varphi_{b2}$ – коэффициент, принимаемый равным 1,5. Тогда $M_b = 1{,}5 R_{bt} b h_0^2$.

Усилие $Q_{sw}$ для поперечной арматуры, нормальной к продольной оси элемента, определяют по формуле

$$Q_{sw} = \varphi_{sw} q_{sw} c, \quad (2.60)$$

где $\varphi_{sw}$ – коэффициент, принимаемый равным 0,75;

$q_{sw}$ – усилие в поперечной арматуре на единицу длины элемента

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{s_w}. \quad (2.61)$$

Расчет производят для ряда расположенных по длине элемента

наклонных сечений при наиболее опасной длине проекции наклонного сечения *c*. При этом длину *c* в формуле (2.59) принимают не более 2,0 $h_0$.

Хомуты учитывают в расчете, если соблюдается условие $q_{sw} > 0{,}25R_{bt}b$. Можно не выполнять это условие, если принимать $M_b = 6h_o^2 q_{sw}$.

Допускается производить расчет наклонных сечений, не рассматривая наклонные сечения при определении поперечной силы от внешней нагрузки, из условия

$$Q_1 \le Q_{b1} + Q_{sw,1}, \qquad (2.62)$$

где $Q_1$ - поперечная сила в нормальном сечении от внешней нагрузки;

$$Q_{b1} = 0{,}5\, R_{bt}\, b\, h_0; \qquad (2.63)$$

$$Q_{sw,1} = q_{sw}\, h_0. \qquad (2.64)$$

При расположении нормального сечения, в котором учитывают поперечную силу $Q_1$, вблизи опоры на расстоянии *a* менее $2{,}5h_0$ расчет из условия (2.62) производят, умножая значения $Q_{b1}$, определяемые по формуле (2.63), на коэффициент, равный $2{,}5 / (a / h_0)$, но принимают значение $Q_{b1}$ не более $2{,}5\, R_{bt}\, b\, h_0$.

При расположении нормального сечения, в котором учитывают поперечную силу $Q_1$ на расстоянии *a* менее $h_0$ расчет из условия (2.62) производят, умножая значение $Q_{sw,1}$ определяемое по формуле (2.64), на коэффициент, равный $a/h_0$.

Поперечную арматуру учитывают в расчете, если соблюдается условие

$$q_{sw} \ge 0{,}25\, R_{bt}\, b. \qquad (2.65)$$

Можно учитывать поперечную арматуру и при невыполнении этого условия, если в условии (2.58) принимать

$$Q_b = 4\varphi_{b2} h_0^2 q_{sw} / c\,.$$

Шаг поперечной арматуры, учитываемой в расчете, $s_w / h_0$ должен быть не больше значения $s_{w,max} / h_0 = R_{bt} b h_0 / Q$.

При отсутствии поперечной арматуры или нарушении указанных выше требований расчет производят из условий (2.58) или (2.62), принимая усилия $Q_{sw}$ или $Q_{sw,1}$ равными нулю.

Поперечная арматура должна отвечать конструктивным требованиям, приведенным в пп. 8.3.9-8.3.17 СП 52-101-2003.

При проверке условия (2.58) в общем случае задаются рядом наклонных сечений при различных значениях *c,* не превышающих расстояние от опоры до сечения с максимальным изгибающим моментом и не более $3h_o$

При действии на элемент сосредоточенных сил значения *c* принимают равными расстояниям от опоры до точек приложения этих сил, а также равными $c = \sqrt{\dfrac{M_b}{0{,}75 q_{sw}}}$, но не меньше $h_0$, если это значение меньше расстояния от опоры до 1-го груза.

При расчете элемента на действие равномерно распределенной нагрузки *q* невыгоднейшее значение *c* принимают равным $\sqrt{M_b / q_1}$, а если при этом

$\sqrt{\frac{M_b}{q_1}} < \frac{2h_o}{1-0{,}5q_{sw}/(R_{bt}b)}$ или $\frac{q_{sw}}{R_{bt}b} > 2$, следует принимать $c = \sqrt{\frac{M_b}{0{,}75q_{sw}+q_1}}$, где значение $q_1$ определяют следующим образом:

а) если действует сплошная равномерно распределенная нагрузка $q$, $q_1 = q$;

б) если нагрузка $q$ включает в себя временную нагрузку, которая приводится к эквивалентной по моменту равномерно распределенной нагрузке $q_v$ (т.е. когда эпюра моментов $M$ от принятой в расчете нагрузки $q_v$ всегда огибает эпюру $M$ от любой фактической временной нагрузки), $q_1 = q - 0{,}5\,q_v$.

При этом в условии (2.58) значение $Q$ принимают равным $Q_{max} - q_1 c$, где $Q_{max}$ - поперечная сила в опорном сечении.

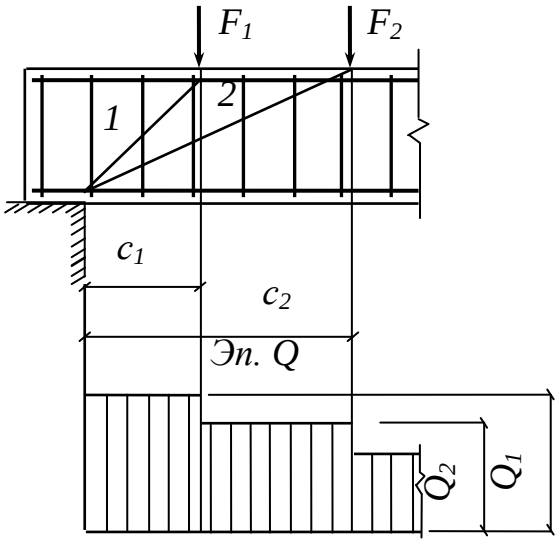



Рисунок 2.5 – Расположение расчетных наклонных сечений при сосредоточенных силах
*1 - наклонное сечение проверяемое на действие поперечной силы $Q_1$; 2 – то же, силы $Q_2$*

Требуемая интенсивность хомутов, выражаемая через $q_{sw}$, определяется следующим образом:

а) при действии на элемент сосредоточенных сил, располагаемых на расстояниях $c_i$ от опоры, для каждого $i$-го наклонного сечения с длиной проекции $c_i$ не превышающей расстояния до сечения с максимальным изгибающим моментом, значение $q_{sw(i)}$ определяется следующим образом в зависимости от коэффициента $a_i = c_i / h_o$, принимаемого не более 3:

если

$$\varepsilon_i = \frac{Q_i}{R_{bt}bh_o} \le \varepsilon_{zpi} = \frac{1{,}5}{a_i} + 0{,}1875a_{oi},\ q_{sw(i)} = 0{,}25R_{bt}b\frac{\varepsilon_{zpi}}{\varepsilon_i} \qquad (2.66)$$

если

$$\varepsilon_i > \varepsilon_{zpi},\ q_{sw(i)} = R_{bt}b\frac{\varepsilon_i - 1{,}5/a_i}{0{,}75a_{oi}} \qquad (2.67)$$

где $a_{0i}$ - меньшее из значений $a_i$ и 2;

$Q_i$ – поперечная сила в $i$-ом нормальном сечении, расположенном на расстоянии $c_i$ от опоры;

окончательно принимается наибольшее значение $q_{sw}$,

б) при действии на элемент только равномерно распределенной нагрузки $q$ требуемая интенсивность хомутов $q_{sw}$ определяется в зависимости от $Q_{b1} = 2\sqrt{M_b q_1}$ следующим образом:

если $Q_{bi} \geq 2M_b/h_o - Q_{max}$

$$q_{sw} = \frac{Q_{max}^2 - Q_{b1}^2}{3M_b}; \qquad (2.68)$$

если $Q_{bi} < 2M_b/h_o - Q_{max}$.

$$q_{sw} = \frac{Q_{max} - Q_{b1}}{1{,}5h_o}; \qquad (2.69)$$

при этом, если $Q_{bl} < R_{bt}bh_o$,

$$q_{sw} = \frac{Q_{max} - 0{,}5R_{bt}bh_o - 3h_o q_1}{1{,}5h_o}, \qquad (2.70)$$

где $M_b = 1{,}5R_{bt}bh_o^2$; $q_1$ -см. выше или п.3.32 СП52-101-2003.

В случае, если полученное значение $q_{sw}$ не удовлетворяет условию (2.65), его следует вычислять по формуле

$$q_{sw} = \frac{Q_{max}/h_o + 8q_1}{1{,}5h_o} - \sqrt{\left(\frac{Q_{max}/h_o + 8q_1}{1{,}5h_o}\right)^2 - \left(\frac{Q_{max}}{1{,}5h_o}\right)^2} \qquad (2.71)$$

и принимать не менее $\frac{Q_{max}/h_o - 3q_1}{3{,}5_o}$.

При уменьшении интенсивности хомутов от опоры к пролету с $q_{sw1}$ до $q_{sw2}$ (например, увеличением шага хомутов) следует проверить условие (2.58) при значениях $c$, превышающих $l_1$ – длину участка с интенсивностью хомутов $q_{sw1}$ (рис. 2.6). При этом значение $Q_{sw}$ принимается равным:

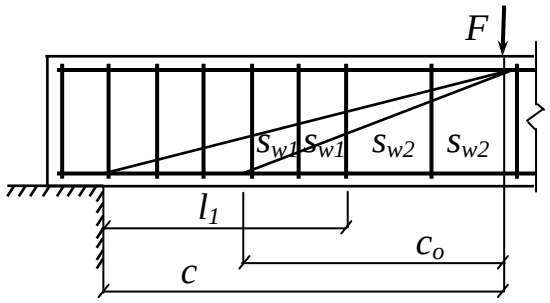



Рисунок 2.6 – К расчету наклонных сечений при изменении интенсивности хомутов

если $c < 2h_o + l_1$, $\rightarrow Q_{sw} = 0{,}75[q_{sw1}c_o - (q_{sw1} - q_{sw2})(c - l_1)]$; (2.72)

если $c > 2h_o + l_1$, $\rightarrow Q_{sw} = 1{,}5q_{sw2}h_o$, (2.73)

$c_o$ - длина проекции наклонной трещины, принимаемая равной $c$, но не более $2h_o$.

При действии на элемент равномерно распределенной нагрузки длина участка с интенсивностью хомутов $q_{sw1}$ принимается не менее значения $l_1$, определяемого в зависимости от $\Delta q_{sw} = 0{,}75(q_{sw1} - q_{sw2})$ следующим образом:

– если $\Delta q_{sw} < q_1$,

$$l_1 = c - \frac{M_b / c + 0{,}75 q_{sw1} c_o - Q_{max} + q_1 c}{\Delta q_{sw}} \qquad (2.74)$$

где $c = \sqrt{\frac{M_b}{q_1 - \Delta q_{sw}}}$, но не более $3h_o$

$\sqrt{\frac{M_b}{q_1 - \Delta q_{sw}}} < \frac{2h_o}{1 - 0{,}5\frac{q_{sw1}}{R_{bt} b}}$, $c = \sqrt{\frac{M_b}{q_1 + 0{,}75 q_{sw2}}}$,

при этом, если $\Delta q_{sw} \geq q_1$

$$l_1 = \frac{Q_{max} - (Q_{b,min} + 1{,}5 q_{sw2} h_o)}{q_1} - 2h_o \qquad (2.75)$$

Формулы для определения $M_b$, $c_0$, $q_1$ приведены выше.

$$Q_{b.min} = 0{,}5 R_{bt} b h_o$$

Если для значения $q_{sw2}$ не выполняется условие (2.65), длина $l_1$ вычисляется при скорректированных значениях $M_b = 6h_o^2 q_{sw}$ и $Q_{b.min}=2h_o q_{sw2}$; при этом сумма ($Q_{b.min}$ + $1{,}5 q_{sw} h_o$) в формуле (2.75) принимается не менее нескорректированного значения $Q_{b.min}$

Шаг хомутов, учитываемых в расчете, должен быть не более значения:

$$s_{w.max} = R_{bt} b h_o^2 / Q \qquad (2.76)$$

Кроме того, хомуты должны отвечать конструктивным требованиям.

**а) Элементы переменной высоты с поперечным армированием**

Расчет элементов с наклонными на приопорных участках сжатыми или растянутыми гранями производят, принимая в качестве рабочей высоты сечения наибольшее значение $h_o$ в пределах рассматриваемого наклонного сечения (рис. 2.7).

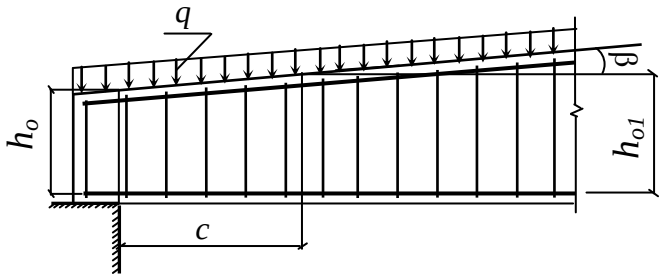



Рисунок 2.7 – Балки с переменной высотой сечения

Для балок без отгибов высотой, равномерно увеличивающейся от опоры к пролету, рассчитываемых на действие равномерно распределенной нагрузки $q$, наклонное сечение проверяют из условия (2.58) при не выгоднейшем значении $c$, равном

$$c = h_{01}\sqrt{\frac{1{,}5}{q_1/(R_{bt}b)+1{,}5tg^2\beta}}, \qquad (2.77)$$

при этом, если это значение $c$ меньше $c_{zp} = 2h_{01}\dfrac{1-2tg\beta}{(1-2tg\beta)^2-0{,}5\dfrac{q_{sw}}{R_{bt}b}}$ или,

если $\dfrac{q_{sw}}{R_{bt}b} > 2(1-2tg\beta)^2$, то не выгоднейшее значение $c$ равно

$$c = h_{01}\sqrt{\frac{1{,}5}{(0{,}75q_{sw}+q_1)/(R_{bt}b)+1{,}5tg^2\beta}} \qquad (2.78)$$

Принятое значение $c$ не должно превышать $3h_o/(1-3tg\beta)$, а также длину участка балки с постоянным значением $\beta$.

где: $h_{o1}$ – рабочая высота опорного сечения балки;

$q_1 = q$ – если действует сплошная равномерно распределенная нагрузка $q$;

$q_1 = q - 0{,}5\ q_v$ – если нагрузка $q$ включает в себя временную нагрузку, которая приводится к эквивалентной по моменту равномерно распределенной нагрузке $q_v$ (т.е. когда эпюра моментов $M$ от принятой в расчете нагрузки $q_v$ всегда огибает эпюру $M$ от любой фактической временной нагрузки);

$\beta$ – угол между сжатой и растянутой гранями балки.

Рабочую высоту принимают равной $h_o = h_{o1} + c \cdot tg\,\beta$.

При уменьшении интенсивности хомутов от $q_{sw1}$ у опоры до $q_{sw2}$ в пролете следует проверить условие (2.58) при значениях $c$, превышающих $l_1$ – длину участка элемента с интенсивностью хомутов $q_{sw1}$; при этом значение $Q_{sw}$ определяют по формуле $Q_{sw} = 0{,}75[q_{sw1}c_o - (q_{sw1} - q_{sw2})(c - l_1)]$, если $c < 2h_o + l_1$, либо по формуле $Q_{sw} = 1{,}5q_{sw2}h_o$, если $c > 2h_o + l_1$ , то есть в зависимости от выполнения или невыполнения условия $c=(2h_{o1}+l_1)/(1-2tg\beta)$.

При действии на балку сосредоточенных сил, значение $c$ принимают равным расстоянию от опоры до точек приложения этих сил, а также определяют по формуле (2.78) при $q_1 = 0$, если это значение $c$ меньше расстояния от опоры до 1-го груза.

**б) Элементы, армированные отгибами**

Проверку прочности наклонного сечения на действие поперечной силы для элемента с отгибами производят из условия (2.57) с добавлением к правой его части значения

$$Q_{s,inc} = 0{,}75R_{sw}A_{s,inc}\sin\theta \qquad (2.79)$$

где $A_{s,inc}$ - площадь сечения отгибов, пересекающих наклонную трещину, расположенную у конца наклонного сечения с длиной проекции равной $c$, но не более $2h_o$ (рис. 2.8); $\theta$ – угол наклона отгибов к продольной оси элемента.

Значения $c$ принимают равным расстояниям от опоры до концов отгибов, а также до мест приложения сосредоточенных сил; кроме того, следует проверить наклонные сечения, заканчивающиеся на расстоянии $2h_o$ от начала предпоследней и последней плоскости отгибов.

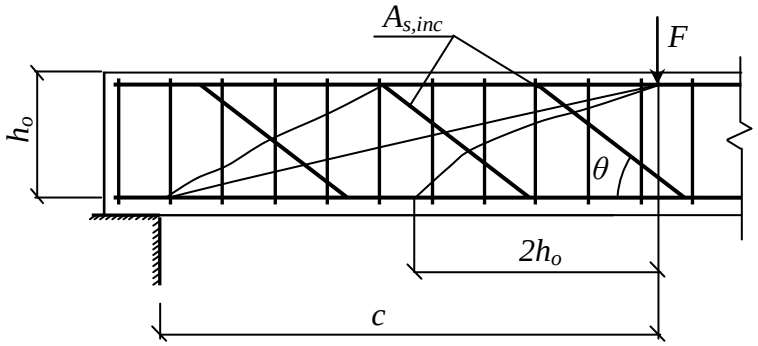



Рисунок 2.8 – К определению наиболее опасной наклонной трещины для элементов с отгибами при расчете на действие поперечной силы

Расстояния между опорой и концом отгиба, ближайшего к опоре $s_1$ также между концом предыдущей и началом последующего отгибов $s_2$ (рис. 2.9) должно быть не более $R_{bt}bh_o^2 / Q$.

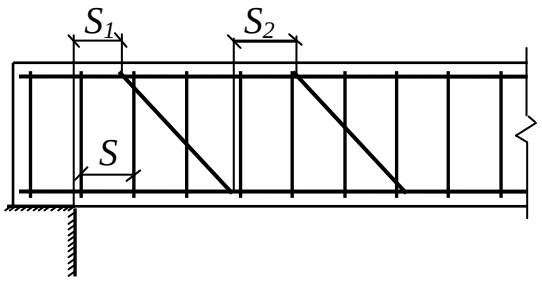



Рисунок 2.9 Расстояния между хомутами, опорой и отгибами

### 2.1.5.3 Расчет железобетонных элементов по наклонным сечениям на действие моментов

Расчет железобетонных элементов по наклонным сечениям на действие моментов (рис. 2.10) производят из условия

$$M \le M_s + M_{sw}, \qquad (2.80)$$

где $M$ – момент в наклонном сечении с длиной проекции $c$ на продольную ось элемента, определяемый от всех внешних сил, расположенных по одну сторону от рассматриваемого наклонного сечения, относительно конца наклонного сечения (точка $O$), противоположного концу, у которого располагается проверяемая продольная арматура, испытывающая растяжение от момента в наклонном сечении; при этом учитывают наиболее опасное загружение в пределах наклонного сечения;

$M_s$ – момент, воспринимаемый продольной арматурой, пересекающей наклонное сечение, относительно противоположного конца наклонного сечения (точка $O$);

$M_{sw}$ – момент, воспринимаемый поперечной арматурой, пересекающей наклонное сечение, относительно противоположного конца наклонного сечения (точка $O$).

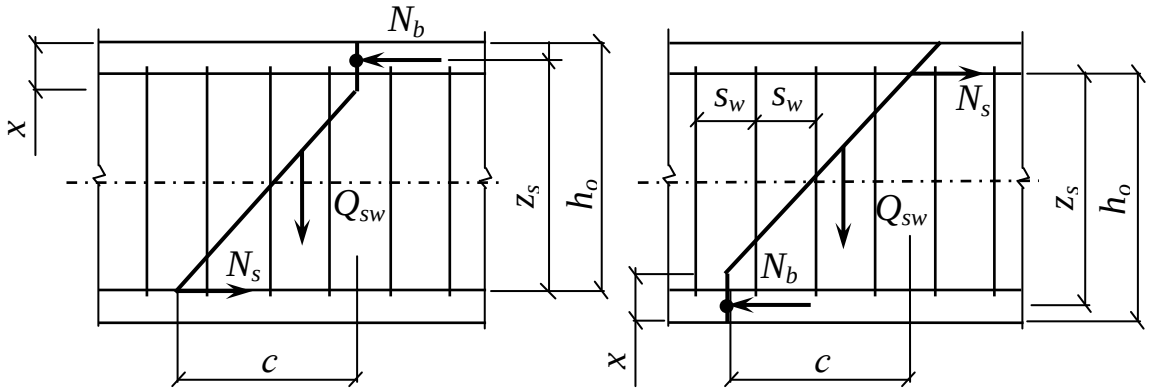



Рисунок 2.10 – Схема усилий при расчете железобетонных элементов по наклонному сечению на действие моментов

Момент $M_s$ определяют по формуле

$$M_s = N_s z_s, \qquad (2.81)$$

где $N_s$ – усилие в продольной растянутой арматуре, принимаемое равным: $R_s A_s$, а в зоне анкеровки – определяемое согласно пп. 8.3.18-8.3.25 СП 52-101-2003;

$z_s$ – плечо внутренней пары сил, определяемое по формуле

$$z = h_o - \frac{N_s}{2R_b b},$$

где $b$ – ширина сжатой грани, но при наличии сжатой арматуры принимаемое не менее $h_o - a'$; допускается также принимать $z_s = 0{,}9h_o$.

Момент $M_{sw}$ для поперечной арматуры, нормальной к продольной оси элемента, определяют по формуле

$$M_{sw} = 0{,}5\, Q_{sw}\, c, \qquad (2.82)$$

где $Q_{sw}$ – усилие в поперечной арматуре, принимаемое равным $q_{sw}\, c$;

$q_{sw}$ – определяют по формуле (2.61), а $c$ принимают в пределах от 1,0 $h_0$ до 2,0 $h_0$.

Если хомуты в пределах длины $c$ меняют свою интенсивность с $q_{sw}$ у начала наклонного сечения на $q_{sw2}$, момент $M_{sw}$ определяют по формуле:

$$M_{sw} = 0{,}5\, q_{sw1}\, c^2 - 0{,}5(q_{sw1} - q_{sw2})(c - l_1)^2 \qquad (2.83)$$

где $l_1$ – длина участка с интенсивностью хомутов $q_{sw1}$.

Расчет производят для наклонных сечений, расположенных по длине элемента на его концевых участках и в местах обрыва продольной арматуры, при наиболее опасной длине проекции наклонного сечения $c$, принимаемой в указанных выше пределах.

Допускается производить расчет наклонных сечений, принимая в условии (2.80) момент $M$ в наклонном сечении при длине проекции $c$ на продольную ось элемента равным $2{,}0h_0$, а момент $M_{sw} = 0{,}5q_{sw}h_0^2$.

При отсутствии поперечной арматуры расчет наклонных сечений производят из условия (2.80), принимая момент $M$ в наклонном сечении при длине проекции $c$ на продольную ось элемента равным 2,0 $h_0$, а момент $M_{sw}$ =0.

Расчет на действие момента производят для наклонных сечений, расположенных в местах обрыва продольной арматуры, а также у грани крайней свободной опоры балок и у свободного конца консолей при отсутствии у продольной арматуры специальных анкеров.

Кроме того, рассчитываются наклонные сечения в местах резкого изменения высоты элемента (например, в подрезках).

При пересечении наклонного сечения с продольной растянутой арматурой, не имеющей анкеров в пределах зоны анкеровки, усилие $N_s$ определяется по формуле:

$$N_s = R_s A_s l_s / l_{an} \qquad (2.84)$$

где $l_s$ – расстояние от конца арматуры до точки пересечения с ней наклонного сечения; $l_{an}$ – длина зоны анкеровки, равная $l_{an} = \lambda_{an} d_s$

$$l_{an} = \frac{R_s}{4R_{bond}} \alpha \qquad (2.85)$$

$R_{bond}$ – расчетное сопротивление сцепления арматуры с бетоном, равное $R_{bond} = \eta_1 \eta_2 R_{bt}$;

$\eta_1$ – коэффициент, учитывающий влияние вида поверхности арматуры и принимаемый равным:

2,5 – для арматуры классов А300, А400, А500;

2,0 – для арматуры класса В500;

1,5 – для арматуры класса А240;

$\eta_2$ – коэффициент, учитывающий влияние диаметра арматуры и принимаемый равным:

1,0 – при диаметре $d_s$ <32 мм,

0,9 – при диаметрах 36 и 40 мм;

$\alpha$ – коэффициент, учитывающий влияние поперечного обжатия бетона и поперечной арматуры и принимаемый равным:

а) для крайних свободных опор,

если $0{,}25 \le \sigma_b/R_b \le 0{,}75$ принимают 0,75;

если $\sigma_b/R_b < 0{,}25$ или $\sigma_b/R_b > 0{,}75$ принимают 1,0,

здесь $\sigma_b = F_{sup}/A_{sup}$;

$F_{sup}$, $A_{sup}$ – опорная реакция и площадь опирания балки;

при этом если имеется поперечная арматура, охватывающая без приварки продольную арматуру, коэффициент $\alpha$ делится на величину $1 + \frac{6 \cdot A_{sw}}{\alpha \cdot s}$ (где $A_{sw}$ и $s$ – площадь сечения огибающего хомута и его шаг) и принимается не менее 0,7;

б) для свободных концов консоли – 1,0.

В любом случае коэффициент $\lambda_{an}$ принимается не менее 15, а длина зоны анкеровки $1_{an}$ принимается не менее 200 мм.

Для стержней диаметром менее 36 мм значение $\lambda_{an}$ можно принимать по табл. 21 приложения.

В случае приваривания к продольным растянутым стержням поперечной или распределительной арматуры усилие $N_s$ увеличивается на величину

$$N_w = 0{,}7 n_w \varphi_w d_w^2 R_{bt}, \qquad (2.86)$$

принимаемую не более $0{,}8 R_b d_w^2 n_w$.

где: $n_w$ – количество приваренных стержней по длине $l_s$;

$\varphi_w$ – коэффициент, принимаемый по табл. 22 приложения;

$d_w$ – диаметр припариваемых стержней.

При этом значение $N_s$ принимается не более значения, вычисленного по формуле (2.84) с использованием при определении $l_{an}$ коэффициента, $a$ = 0,7.

При устройстве на концах стержней специальных анкеров в виде пластин, шайб, гаек, уголков, высаженных головок и т.п., а также при приварке концов стержней к надежно заанкеренным закладным деталям усилие $N_s$ принимается равным $R_s A_s$.

Для свободно опертых балок невыгоднейшее наклонное сечение начинается от грани опоры и имеет проекцию $c$, принимаемую не более $2h_o$ и определяемую следующим образом:

а) если на элемент действуют сосредоточенные силы, значения $c$ принимаются равными расстояниям от опоры до точек приложения этих сил, а также равным $Q_{max}/q_{sw}$, если это значение меньше расстояния до 1-го груза;

б) если на элемент действует равномерно распределенная нагрузка $q$, значение $c$ определяется по формуле:

$$c = \frac{Q_{max}}{q_{sw} + q}, \qquad (2.87)$$

здесь $q_{sw}$ – см. формулу (2.61).

Если хомуты в пределах длины $c$ меняют свою интенсивность с $q_{sw1}$ у начала наклонного сечения на $q_{sw2}$, значение $c$ определяется по формуле (2.87) при уменьшении числителя на $\Delta q_{sw} l_1$ а знаменателя – на $\Delta q_{sw}$, (где $l_1$ – длина участка с интенсивностью $q_{sw1}$, $\Delta q_{sw1} = q_{sw1} - q_{sw2}$)

Для балок с наклонной сжатой гранью при действии равномерно распределенной нагрузки проверяют наклонные сечения со значениями $c$, равными

$$c = \frac{Q_{max} - N_s tg\beta}{q_{sw} + q}, \; c = \frac{Q_{max} - N_s tg\beta - 4 q_{sw} h_o tg\beta}{q + 4 q_{sw} tg^2 \beta}, \qquad (2.88)$$

где $h_o$ – рабочая высота в опорном сечении; $\beta$ – угол наклона сжатой грани к горизонтали.

При растянутой грани, наклоненной под углом $\beta$ к горизонтали, в этих формулах значение tg $\beta$ заменяется на sin $\beta$.

Для консолей, нагруженных сосредоточенными силами проверяются наклонные сечения, начинающиеся у мест приложения сосредоточенных сил вблизи свободного конца со значениями c=$Q_1/q_{sw}$ (где $Q_1$ – поперечная сила в начале наклонного сечения), но не более $l_1$ – расстояния от начала наклонного сечения до опоры. При этом, если $Q_1/q_{sw} > 2h_o$, следует принимать $c = l_1$. Если такие консоли имеют наклонную сжатую грань, значение $Q_1/q_{sw}$ заменяется на $(Q_1 - N_s tg\beta)/q_{sw}$.

Для консолей, нагруженных только равномерно распределенной нагрузкой $q$, невыгоднейшее сечение заканчивается в опорном сечении и имеет длину проекции

$$c = \frac{R_s A_s z_s}{l_{an}(q_{sw} + q)}, \tag{2.89}$$

но не более $2h_o$.

В случае, если $c < l - l_{an}$, расчет наклонного сечения можно не производить.

где: $A_s$ – площадь сечения арматуры, доводимой до свободного конца; $z_s$ – плечо внутренней пары сил; $l_{an}$ - длина зоны анкеровки.

При отсутствии поперечной арматуры значение $c$ принимают равным $2h_o$, где $h_o$ – рабочая высота в конце наклонного сечения.

Для обеспечения прочности наклонных сечений на действие момента в элементах постоянной высоты с хомутами продольные растянутые стержни, обрываемые в пролете, должны заводиться за точку теоретического обрыва (т.е. за нормальное сечение, в котором внешний момент становится равным предельному моменту $M_{ult}$ без учета обрываемой арматуры) на длину не менее величины $w$, определяемой по формуле

$$w = \frac{Q}{2q_{sw}} + 5d_s, \tag{2.90}$$

при этом, если $Q/(2q_{sw}) > h_o$

$$w = 2h_o(1 - \frac{q_{sw}h_o}{Q}) + 5d_s, \tag{2.91}$$

где $Q$ – поперечная сила в нормальном сечении, проходящем через точку теоретического обрыва;

$q_{sw}$ – по формуле (2.61);

$d_s$ – диаметр обрываемого стержня.

Для балки с наклонной сжатой гранью при $\mathrm{tg}\,\beta \le 0{,}2$ величина $w$ принимается равной

$$w = ah_o + 5d_s, \tag{2.92}$$

при этом, если $a > 1$,

$$w = h_o(2{,}2 - 1{,}2/a) + 5d_s, \tag{2.93}$$

где $\alpha = \dfrac{Q - N_s tg\beta}{2q_{sw}h_o}$

$\beta$ – угол наклона грани к горизонтали.

Для балки с наклонной растянутой гранью $w$ определяется аналогично с заменой $\mathrm{tg}\,\beta$ на $\sin\beta$.

Для элементов без поперечной арматуры значение $w$ принимают равным $2h_o$.

**Примеры расчета наклонных сечений**

***а) Расчет наклонных сечений на действие поперечных сил***

*Пример 9. Дано*: ребро ТТ-образной плиты перекрытия с размерами сечения: $h$ = 350 мм, $b$ = 85 мм; $a$ = 35 мм; бетон класса В15 ($R_b$ = 8,5 МПа, $R_{bt}$ = 0,75 МПа); ребро армировано плоским каркасом с поперечными стержнями из арматуры класса А400 ($R_{sw}$ = 285 МПа) диаметром 8 мм ($A_{sw}$ = 50,3 мм$^2$) шагом $s_w$ – 100 мм; полная равномерно распределенная нагрузка, действующая на ребро, $q$ = 21,9 кН/м; временная эквивалентная нагрузка $q_v$ = 18 кН/м; поперечная сила на опоре $Q_{max}$ = 62 кН.

*Требуется* проверить прочность наклонных сечений и бетонной полосы между наклонными сечениями.

*Расчет.*

Определяем рабочую высоту сечения $h_o = h - a$ = 350-35 = 315 мм.

Проверяем прочность бетонной полосы из условия:

$Q_{max}$=62 кН<0,3$R_b b h_0$=0,3·8,5·85·315=68,28 кН, т.е. прочность полосы обеспечена.

Проверяем прочность наклонного сечения по поперечной силе.

Определяем интенсивность хомутов по формуле

$$q_{sw} = \frac{R_{sw}A_{sw}}{s_w} = \frac{28,5 \cdot 0,503}{10} = 1,43 \text{ кН/см}$$

Поскольку $\frac{q_{sw}}{R_{bt}b} = \frac{1,43}{0,075 \cdot 8,5} = 2,24 > 0,25$, т.е. условие выполнено, хомуты полностью учитываем и значение $M_b$ определяем по формуле

$M_b = 1,5 R_{bt} b h_o^2 = 1,5 \cdot 0,075 \cdot 8,5 \cdot 31,5^2$ = 948,8 кНсм.

Определим длину проекции невыгоднейшего наклонного сечения $c$.

$q_1 = q - q_v/2$ = 21,9 - 18/2 = 12,9 кН/м=0,129 кН/см.

Поскольку $q_{sw} / (R_{bt}b) > 0,129/(0,075 \cdot 8,5) = 2,0$, значение $c$ определяем по формуле

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{0,75q_{sw} + q_1}} = \sqrt{\frac{948,8}{0,75 \cdot 1,43 + 0,129}} = 28,1 \text{ см} < 2h_o = 2 \cdot 31,5 = 63 \text{ см}$$

Принимаем $c_o = c$ = 28,1 мм. Тогда

$Q_{sw} = 0,75 q_{sw} c_o = 0,75 \cdot 1,43 \cdot 28,1$ =30,14 кН.

$$Q_b = \frac{M_b}{c} = \frac{948,8}{28,1} = 33,8 \text{ кН.}$$

$Q = Q_{max} - q_1 c = 62 - 12,9 \cdot 0,281 = 58,4$ кН.

Проверяем условие (2.57)

$Q_b + Q_{sw}$ = 33,8 + 30,14 = 63,94 Н > $Q$ = 58,4 кН,

т.е. прочность наклонных сечений обеспечена.

Проверим требование:

$s_{w,max} = \frac{R_{bt} b h_o^2}{Q} = \frac{0{,}075 \cdot 8{,}5 \cdot 31{,}5^2}{62} = 10{,}2 > s_w = 10$ см, т.е. требование выполнено. Условия $s_w < h_o/2 = 31{,}5/2 = 15{,}7$ см и $s_w < 30$ см также выполнены.

*Пример 10.* *Дано*: свободно опертая балка перекрытия с размерами сечения: $b$=200 мм, $h$=400 мм; $h_o$=370 мм; бетон класса В25 ($R_{bt}$ =1,05 МПа); хомуты двухветвевые диаметром 8 мм ($A_{sw}$=101мм$^2$) с шагом $s_w$=150 мм; арматура класса А240 ($R_{sw}$=170 МПа); временная эквивалентная по моменту нагрузка $q_v$=36 кН/м, постоянная нагрузка $q_q$=14 кН/м; поперечная сила на опоре $Q_{max}$=137,5 кН.

*Требуется* проверить прочность наклонных сечений.

*Расчет.*

Проверка прочности наклонных сечений проводим по схеме, приведенной ниже.

Определяем интенсивность хомутов по формуле

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{s_w} = \frac{17 \cdot 1{,}01}{15} = 1{,}145 \text{ кН/см}.$$

Поскольку $\frac{q_{sw}}{R_{bt} b} = \frac{1{,}145}{0{,}105 \cdot 20} = 0{,}545 > 0{,}25$, т.е. условие выполнено, хомуты полностью учитываем и значение $M_b$ определяем по формуле

$M_b = 1{,}5 R_{bt} b h_o^2 = 1{,}5 \cdot 0{,}105 \cdot 20 \cdot 37^2 = 4312$ кНсм.

Определяем длину проекции невыгоднейшего наклонного сечения:

$q_1 = q_q + 0{,}5 q_v = 14 + 0{,}5 \cdot 36 = 32$ кН/м=0,32 кН/см.

Поскольку

$$\sqrt{\frac{M_b}{q_1}} = \sqrt{\frac{4312}{0{,}32}} = 116{,}1 > \frac{2 h_o}{1 - 0{,}5 q_{sw} / (R_{bt} b)} = \frac{2 \cdot 37}{1 - 0{,}5 \cdot 0{,}545} = 101{,}7 \text{ см}.$$

Значение $c$ равное 116,1 см > $2h_0$ = 74 см. Тогда $c_o = 2h_0 = 74$ см и $Q_{sw}$ = $0{,}75 q_{sw} c_o = 0{,}75 \cdot 1{,}145 \cdot 74 = 63{,}55$ кН; $Q_b = \frac{M_b}{c} = \frac{4312}{116{,}1} = 37{,}14$ кН.

$Q = Q_{max} - q_1 c = 137{,}5 - 32 \cdot 1{,}161 = 100{,}35$ кН.

Проверяем условие (2.57)

$Q$=100,35кН < $Q_b + Q_{sw}$ = 37,14 + 63,55 = 100,69 кН, то есть прочность наклонных сечений обеспечена.

*Пример 11.* *Дано*: свободно опертая балка перекрытия пролетом $l$=5,5 м; полная равномерно распределенная нагрузка на балку $q$=50 кН/м; временная эквивалентная нагрузка $q_v$=36 кН/м; размеры поперечного сечения $b$=200 мм, $h$=400 мм; $h_o$=370 мм; бетон класса В15 ($R_{bt}$=0,75 МПа); хомуты из арматуры класса А240 ($R_{sw}$=170 МПа).

*Требуется* определить диаметр и шаг хомутов у опоры, а также выяснить, на каком расстоянии и как может быть увеличен шаг хомутов.

*Расчет.*

Наибольшая поперечная сила в опорном сечении равна

$Q_{max}=ql/2=50\cdot5,5=137,5$ кН

Определяем требуемую интенсивность хомутов приопорного участка.

Определяем $M_b$ по формуле

$M_b = 1,5R_{bt}bh_o^2 = 1,5\cdot0,075\cdot20\cdot37^2 = 3080$ кНсм=30,8 кНм**.**

Определяем $q_1$

$q_1 = q - 0,5q_{vt} = 50 - 0,5\cdot36 = 32$ кН/м.

$Q_{b1} = 2\sqrt{M_b q_1} = 2\sqrt{30,8\cdot32} = 62,79$ кН.

Так как $2M_b/h_o - Q_{max} = 2\cdot30,8/0,37 - 137,5 = 28,99$ кН $< Q_{b1} = 62,79$ кН, интенсивность хомутов определяем по формуле

$$q_{sw} = \frac{Q_{max}^2 - Q_{b1}^2}{3M_b} = \frac{137,5^2 - 62,79^2}{3\cdot3080} = 1,619 \text{ кН/см}$$

Шаг хомутов $s_w$ у опоры принимается не более $h_o/2 = 37/2 = 18,5$ см и 150 мм, а в пролете - $0,75h_o = 0,75\cdot37 = 27,1$ и 500 мм.

Максимально допустимый шаг у опоры принимается равным

$$s_{w.max} = \frac{R_{bt}bh_o^2}{Q} = \frac{0,075\cdot20\cdot37^2}{137,5} = 14,94 \text{ см}.$$

Принимаем шаг хомутов у опоры $s_{w1} = 150$ мм, а в пролете 250 мм, округляем кратко 50мм в меньшую сторону.

Отсюда

$$A_{sw} = \frac{q_{sw}\cdot s_{w1}}{R_{sw}} = \frac{1,619\cdot15}{17} = 1,429 \text{ см}^2.$$

Принимаем в поперечном сечении 2Ø10 А240 ($A_{sw} = 1,57$ см$^2$).

Таким образом, принятая интенсивность хомутов у опоры и в пролете соответственно равны:

$$q_{sw1} = \frac{R_{sw}\cdot A_{sw}}{s_{sw1}} = \frac{17\cdot1,57}{15} = 1,779 \text{ кН/см}$$

$$q_{sw2} = \frac{R_{sw}\cdot A_{sw}}{s_{sw2}} = \frac{17\cdot1,57}{25} = 1,068 \text{ кН/см}$$

Проверим условие (2.65):

$0,25R_{bt}b = 0,25\cdot0,075\cdot20 = 0,375$ кН/см $< q_{sw1} = 1,779$ кН/см и

$0,25R_{bt}b = 0,25\cdot0,075\cdot20 = 0,375$ кН/см $< q_{sw2} = 1,068$ кН/см, Следовательно, значения $q_{sw1}$ и $q_{sw2}$ не корректируем.

Определим длину участка $l_1$ с интенсивностью хомутов $q_{sw1}$. Так как $\Delta q_{sw} = 0,75(q_{sw1} - q_{sw2}) = 0,75(1,779 - 1,068) = 0,533$ кН/см $> q_1 = 0,32$ кН/см, значение $l_1$ вычислим по формуле (2.75), приняв $Q_{b.min} = 0,5R_{bt}bh_o = 0,5\cdot0,075\cdot20\cdot37 = 27,75$ кН

$$l_1 = \frac{Q_{max} - (Q_{b.min} + 1,5\cdot q_{sw2}h_o)}{q_1} - 2h_o = \frac{137,5 - (27,75 + 1,5\cdot1,068\cdot37)}{0,32} - 2\cdot37 =$$

=83,7см. Принимаем длину участка с шагом хомутов $s_{w1} = 150$ мм равной 90 см.

*Пример 12. Дано*: балка покрытия, нагруженная сосредоточенными силами, как показано на рис. 2.11, *а*; размеры сечения - по рис. 2.11, *б*; бетон класса В15 ($R_{bt}$ = 0,75 МПа); хомуты из арматуры класса А240 ($R_{sw}$ = 170 МПа).

*Требуется* определить диаметр и шаг хомутов, а также выяснить, на каком расстоянии от опоры и как может быть увеличен шаг хомутов.

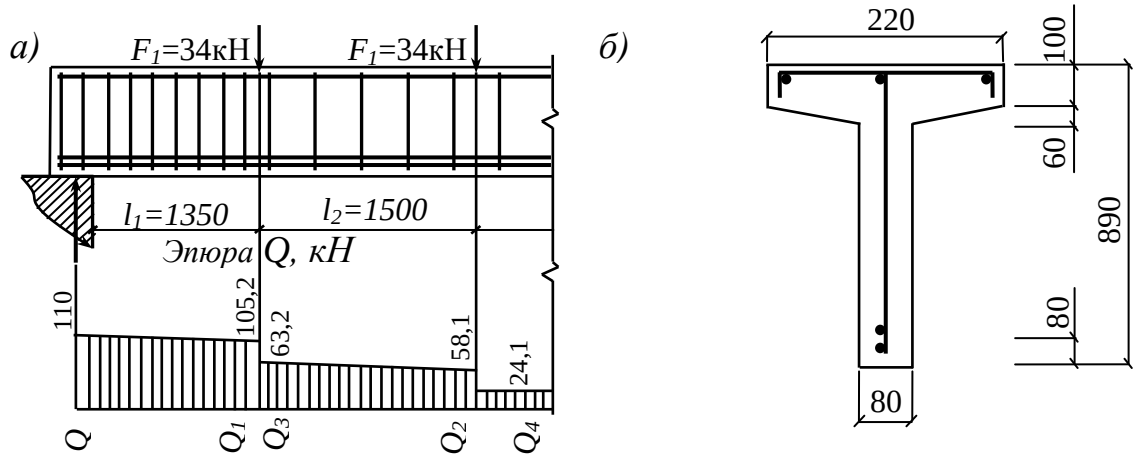



Рисунок 2.11 – Схема приложения нагрузок и основные размеры балки покрытия

*Расчет.*

Определяем рабочую высоту балки $h_o$ = 890 - 80 = 810 мм.

Определим требуемую интенсивность хомутов $q_{sw}$, принимая длину проекции сечения *c,* равной расстоянию от опоры до первого груза - $c_1$ = 1350 мм. Тогда $a_1 = c_1/h_o = 1350/810 = 1{,}667 < 2$, и, следовательно, $a_{01} = a_1 = 1{,}667$.

Определяем $\varepsilon_{гр1} = \dfrac{1{,}5}{a_1} + 0{,}1875 a_{01} = \dfrac{1{,}5}{1{,}667} + 0{,}1875 \cdot 1{,}667 = 1{,}212.$

Согласно рис. 2.11 поперечная сила на расстоянии $c_1$ от опоры равна $Q_1$ = 105,2 кН. Тогда $\varepsilon_1 = \dfrac{Q_1}{R_{bt} b h_o} = \dfrac{105{,}2}{0{,}075 \cdot 8 \cdot 81} = 2{,}165$ и, следовательно, $q_{sw}$ определяем по формуле

$$q_{sw1} = R_{bt} b \frac{\varepsilon_1 - 1{,}5 / a_1}{0{,}75 a_{01}} = 0{,}075 \cdot 8 \frac{2{,}165 - 1{,}5 / 1{,}667}{0{,}75 \cdot 1{,}667} = 0{,}670 \text{ кН/см}$$

Определим $q_{sw}$ при значении *c*, равном расстоянию от опоры до второго груза - $c_2$ = 2850 мм:

$a_2 = c_2/h_o = 2850/810 = 3{,}52 > 3$; принимаем $a_2$ = 3,0.

Поскольку $a_2 > 2$, принимаем $a_{02}$ = 2,0.

$$\varepsilon_{гр2} = \frac{1{,}5}{a_2} + 0{,}1875 a_{02} = \frac{1{,}5}{3} + 0{,}1875 \cdot 2 = 0{,}875.$$

Соответствующая поперечная сила равна $Q_2$ = 58,1 кН. Тогда $\varepsilon_2 = \dfrac{Q_2}{R_{bt} b h_o} = \dfrac{58{,}1}{0{,}075 \cdot 8 \cdot 81} = 1{,}195 > \varepsilon_{гр2} = 0{,}875$, и, следовательно,

$$q_{sw1} = R_{bt} b \frac{\varepsilon_2 - 1{,}5 / a_2}{0{,}75 a_{02}} = 0{,}075 \cdot 8 \frac{1{,}195 - 1{,}5 / 3}{0{,}75 \cdot 2} = 0{,}278 \text{ кН/см}$$

Принимаем максимальное значение $q_{sw} = q_{sw1} = 0{,}607$ кН/см. Из условия сварки принимаем диаметр хомутов 8 мм ($A_{sw} = 0{,}503$ см$^2$). Тогда максимально допустимый шаг хомутов на приопорном участке равен

$$s_{w1} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{q_{sw1}} = \frac{17 \cdot 0{,}503}{0{,}607} = 14{,}09 \text{ см}$$

Принимаем $s_{w1}$ =100 мм. Назначаем шаг хомутов в пролете равным $s_{w2}$ = 300 мм. Тогда интенсивность хомутов приопорного участка

$$q_{w1} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{s_{w1}} = \frac{17 \cdot 0{,}503}{10} = 0{,}855 \text{ кН/см}$$

а пролетного участка

$$q_{w1} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{s_{w1}} = \frac{17 \cdot 0{,}503}{30} = 0{,}285 \text{ кН/см}$$

Зададим длину участка с шагом хомутов $s_{w1}$, равной расстоянию от опоры до первого груза - $l_1$ = 1350 мм, и проверим условие (2.58) при значении $c$, равном расстоянию от опоры до второго груза - $c$ = 2850 мм. Но поскольку $3h_o$ = 3·810 = 2430 мм < $c$, принимаем $c$ = 2430мм. Так как $2h_o + l_1$ = 2·810 + 1350 = 2970 мм > $c$, значение $Q_{sw}$ определяем по формуле (2.72). При этом, поскольку $c > 2h_o$, $c_o = 2h_o$ = 1620 мм.

$Q_{sw}$=0,75[$q_{sw1}c_o$-($q_{sw1}$-$q_{sw2}$)($c$-$l_1$)]=0,75[0,855·162-(0,855-0,285)(243-135)]= =57,71 кН.

При $c = 3h_o$, $Q_b = Q_{b.\min} = 0{,}5 R_{bt} b h_o$ = 0,5·0,075·8·81 = 24,3 кН.

Поперечная сила на расстоянии $c$ = 2430 мм от опоры (рис. 2.11) равна

$$Q = Q_3 - \frac{c - c_1}{l_2}(Q_3 - Q_2) = 63{,}2 - \frac{2{,}43 - 1{,}35}{1{,}5}(63{,}2 - 58{,}1) = 59{,}5 \text{ кН}$$

Проверяем условие (2.58)

$Q$ = 59,5 кН < $Q_b$ + $Q_{sw}$ = 24,3 + 57,7 = 82,0 кН, то есть прочность этого наклонного сечения обеспечена.

Большее значение $c$ не рассматриваем, поскольку при этом поперечная сила резко уменьшается.

Таким образом, длину участка с шагом хомутов $s_{wl}$ = 100 мм принимаем равной 1,35 м.

*Пример 13*. *Дано*: двухскатная балка пролетом 8,8 м (рис. 2.12, а); сплошная равномерно распределенная нагрузка на балку $q$ = 46 кН/м; размеры опорного сечения по рис. 2.12, б; бетон класса В20 ($R_{bt}$ = 0,9 МПа); хомуты из арматуры класса А400 ($R_{sw}$=285 МПа) диаметром 10 мм ($A_{sw}$=0,785 см$^2$) шагом $s_w$=100 мм.

*Требуется* проверить прочность наклонного сечения по поперечной силе.

*Расчет.*

Рабочая высота опорного сечения равна $h_o$=60-4=56 см (см. рис. 2.12, б). По формуле (2.61) определим интенсивность хомутов

$$q_{sw} = \frac{R_{sw}A_{sw}}{s_w} = \frac{28,5 \cdot 0,785}{10} = 2,237 \text{ кН/см}$$

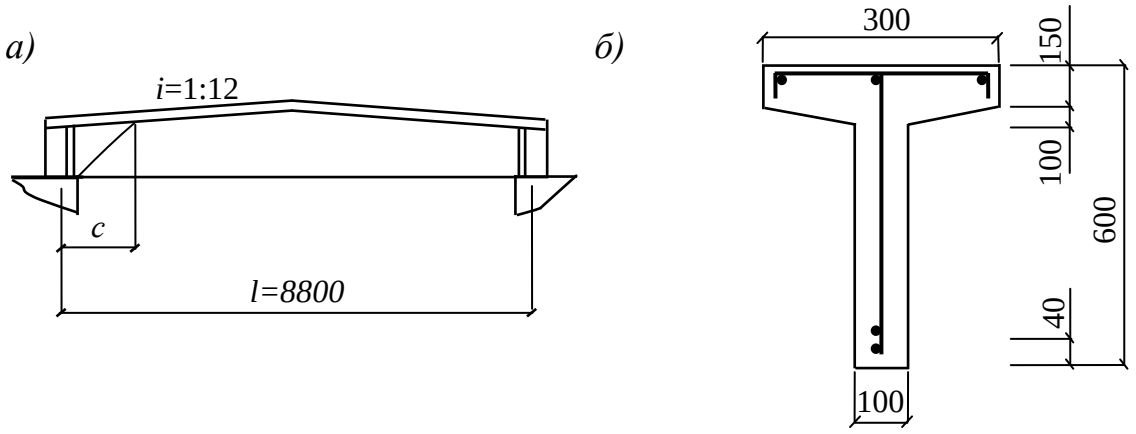



Рисунок 2.12 – Схема опирания и размеры сечения двухскатной балки

Определим проекцию невыгоднейшего наклонного сечения *c*. Из рис 2.12,*а* имеем tg$\beta$= 1/12, *b* = 10 см,

$R_{bt}$ *b* = 0,09·10 = 0,9 кН/см; 1 - 2tg$\beta$ = 1 - 2 / 12 = 0,833.

Поскольку $q_{sw}$ /($R_{bt}$*b*) = 2,237/(0,09·10) = 2,485 > 2(1 - 2tg$\beta$)$^2$ = 2·0,833$^2$ = 1,389, значение *c* вычисляем по формуле (2.78).

$$c = h_{01}\sqrt{\frac{1,5}{(0,75 \cdot q_{sw} + q_1)/(R_{bt}b)+1,5tg^2\beta}} =$$

$$= 56\sqrt{\frac{1,5}{(0,75 \cdot 2,237 + 0,46)/(0,09 \cdot 10)+1,5/12^2}} = 44,4 \text{см}.$$

Рабочая высота поперечного сечения $h_o$ на расстоянии *c* = 44,4 см от опоры равна

$h_{o1} = h_o + c$·tg$\beta$ = 56 + 44,4/12 = 59,7 см.

Поскольку *c* = 44,4 см < 2$h_o$=2·56=112 см, $c_o = c$ = 44,4 см;

$$Q_b = \frac{1,5R_{bt}bh_{o1}^2}{c} = \frac{1,5 \cdot 0,09 \cdot 10 \cdot 59,7^2}{44,4} = 108,4 \text{ кН}$$

$$Q_{sw} = 0,75q_{sw}c_o = 0,75 \cdot 2,237 \cdot 44,4 = 74,5 \text{кН}$$

Проверим условие (2.58), принимая поперечную силу в конце наклонного сечения равной

$Q_{max}$=$q$·$l$/2=46·8,8/2=202,4 кН. $Q = Q_{max} - q_1 \cdot c$=202,4 - 46·0,444 = 182 кН:

$Q$ = 182 кН< $Q_b$ + $Q_{sw}$=108,4+74,5=182,9 кН, т.е. прочность наклонных сечений по поперечной силе обеспечена.

*Пример 14. Дано*: консоль размерами по рис. 2.13, сосредоточенная сила на консоли *F* = 130 кН, расположенная на расстоянии $l_1$ = 0,8 м от опоры; бетон

класса В15 ($R_{bt}$=0,75 МПа); хомуты двухветвевые диаметром 8мм ($A_{sw}$=1,01 см$^2$) из арматуры класса А240 ($R_{sw}$ =170 МПа) шагом $s_w$ =200 мм.

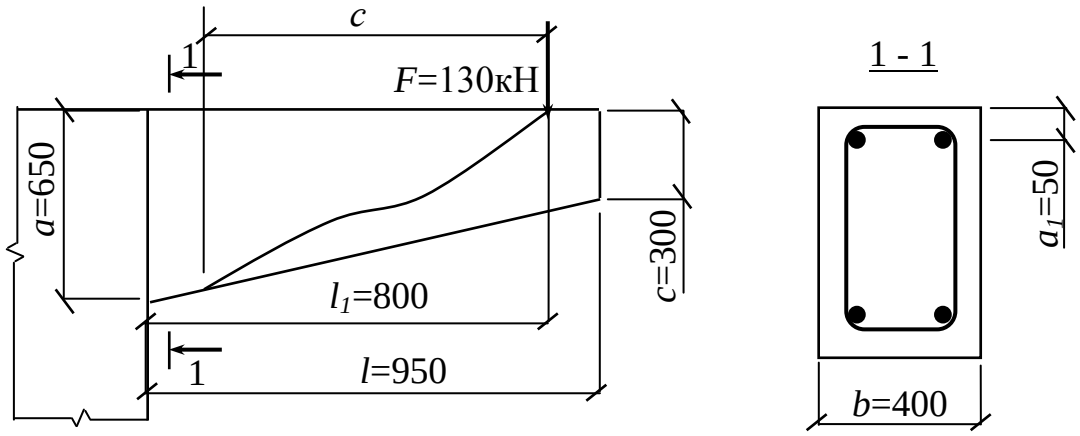



Рисунок 2.13– Схема и размеры конструкции (консоли)

*Требуется* проверить прочность наклонных сечений по поперечной силе.

*Расчет.* Проверяем из условия (2.58) невыгоднейшее наклонное сечение, начинающееся от места приложения сосредоточенной силы, при значении *c,* определенном по формуле (2.78) при $q_1 = 0$ и $tg\beta=(a-c)/l=(65-30)/95=0{,}368$.

Рабочая высота в месте приложения сосредоточенной силы равна

$$h_{01} = a-(a-c)\frac{l_1}{l}-a_1 = 65-(65-30)\frac{80}{95}-5 = 30{,}5 \text{ см (см. рис. 2.13);}$$

$R_{bt}b$ = 0,075·20 = 1,5кН/см.

Значение $q_{sw}$ равно

$$q_{sw}=\frac{R_{sw}A_{sw}}{s_w}=\frac{17\cdot 1{,}01}{20}=0{,}859 \text{ кН/см}$$

$$c = h_{01}\sqrt{\frac{1{,}5}{0{,}75\cdot q_{sw}/(R_{bt}b)+1{,}5tg^2\beta}} = 30{,}5\sqrt{\frac{1{,}5}{0{,}75\cdot 0{,}859/(0{,}075\cdot 20)+1{,}5\cdot 0{,}369^2}} =$$

46,9 см.

Поскольку $2h_{01}/(1-2tg\beta)$=2·30,5/(1-2·0,369)=116,4 см>$c$=46,9 см, оставляем $c$ = 46,9 см.

Определим рабочую высоту $h_o$ в конце наклонного сечения

$h_0 = h_{0l} + c\cdot \text{tg}\beta$ = 30,5 + 46,9·0,369 = 47,8 см.

Поскольку $c$ = 46,9 см < $2h_o$=2·47,8=95,6 см, $c_o = c$ = 46,9 см.

$$Q_b=\frac{1{,}5R_{bt}bh_{o1}^2}{c}=\frac{1{,}5\cdot 0{,}075\cdot 20\cdot 47{,}8^2}{46{,}9}=109{,}6 \text{ кН.}$$

$$Q_{sw}=0{,}75q_{sw}c_o=0{,}75\cdot 0{,}859\cdot 46{,}9=30{,}2 \text{ кН.}$$

$F$ = 130 кН< $Q_b$ + $Q_{sw}$ = 109,6 + 30,2 = 139,8 кН, то есть прочность наклонных сечений по поперечной силе обеспечена.

*Пример 15.* *Дано*: панель стенки резервуара консольного типа с переменной толщиной от $t_1$=262 (в заделке) до $t_2$=120 мм (на свободном конце) вылетом $l$=4,25м; боковое давление грунта, учитывающее нагрузку от транспортных средств на поверхности грунта, линейно убывает от $q_o$=55 кН/м$^2$ в заделке до $q$=6 кН/м$^2$ на свободном конце; защитный слой бетона, $a$=22 мм; бетон класса В15 ($R_{bt}$ =0,75 МПа).

*Требуется* проверить прочность панели на действие поперечной силы.

*Расчет.*

Рабочая высота сечения панели в заделке равна $h_{o1}$ =$t_1$-$a$=26,2-2,2 = 24 см.

Определим tg$\beta$ ($\beta$ - угол между растянутой и сжатой гранями):

tg$\beta$ =($t_1$- $t_2$)/$l$=(26,2-12)/425 = 0,0334.

Поперечная сила в заделке равна

$Q_{max}$ =(($q_o$+$q$)/2)·$l$=((55+6)/2)·4,25=129,6 кН.

Расчет производим для полосы панели шириной $b$=1,0 м=100 см.

Проверим условие при $h_o$ = $h_{o1}$ = 24 см.

$Q_{max}$=129,6кН<2,5$R_{bt}bh_o$=2,5·0,075·100·24=450 кН, то есть условие выполняется.

Поскольку панели связаны друг с другом, а ширина стенки резервуара заведомо больше 5$h$, значение $c_{max}$ определяем по формуле

$$c_{max} = \frac{2{,}4h_{01}}{1+1{,}2\cdot tg\beta} = \frac{2{,}4\cdot 24}{1+1{,}2\cdot 0.0334} = 55{,}4\,\text{см}.$$

Средняя интенсивность нагрузки на приопорном участке длиной $c_{max}$ = 55,4 см равна

$$q_1 = q_o - (q_o - q)\frac{c_{max}}{l\cdot 2} = 55 - (55-6)\frac{55{,}4}{425\cdot 2} = 51{,}8 \text{ кН}$$

Поскольку

$$c = h_o\sqrt{\frac{1}{tg^2\beta/4 + q_1/(1{,}5R_{bt}b)}} = 240\sqrt{\frac{1}{0{,}0344^2/4 + 51{,}8/(1{,}5\cdot 0{,}75\cdot 1000)}} =$$

=1115 мм=111,5 см>$q_{max}$=55,4см, поэтому принимаем $c$ = $c_{max}$ = 55,4 см.

Определим рабочую высоту сечения на расстоянии $c$/2 от опоры (то есть среднее значение $h_o$ в пределах длины $c$):

$$h_o = h_{01} - \frac{c}{2}tg\beta = 24 - \frac{55{,}4}{2}\cdot 0{,}0334 = 23{,}1 \text{ см}.$$

Поперечная сила на расстоянии $c$ = 55,4 см от опоры равна:

$Q = Q_{max} - q_1c$= 129,6 - 51,8·0,554 = 100,9 кН.

Проверим условие:

$Q$ =100,9 кН<$\frac{1{,}5R_{bt}bh_o^2}{c} = \frac{1{,}5\cdot 0{,}075\cdot 100\cdot 23{,}1^2}{55{,}4} = 108{,}4$кН, то есть прочность панели по поперечной силе обеспечена.

### *Расчет наклонных сечений на действие момента*

*Пример 17. Дано:* свободно опертая балка пролетом $l$ = 5,5м с равномерно распределенной нагрузкой $q$ = 29 кН/м; конструкция приопорного участка балки принята по рис. 2.14; бетон класса В15 ($Rb$ = 8,5 МПа); продольная арматура без анкеров класса А400 ($R_s$ =355 МПа) площадью сечения $A_s$ = 982 мм$^2$ (2∅25); хомуты из арматуры класса А240 ($R_{sw}$ =170 МПа) диаметром 8 мм шагом $s_w$ =150 мм приварены к продольным стержням.

*Требуется* проверить прочность наклонных сечений на действие момента.

*Расчет.*

Определяем рабочую высоту сечения $h_o$=$h$-$a$=40-4=36 см. Поскольку растянутая арматура не имеет анкеров, расчет наклонных сечений на действие момента необходим.

Принимаем начало наклонного сечения у грани опоры. Отсюда $l_s$=$l_{sup}$-10 мм=280-10=270 мм (см. рис. 2.14).

Опорная реакция балки равна

$F_{sup}$=$ql$/2=29·5,5/2=80 кН, а площадь опирания балки $A_{sup}$=$bl_{sup}$=20·28= 560 см$^2$, откуда $\sigma_b = F_{sup} / A_{sup} = 80 / 560 = 0{,}143$ кН/см$^2$=1,43 Мпа.

$\sigma_b / R_b = 1{,}43 / 8{,}5 = 0{,}168 < 0{,}25$, следовательно, $a$ = 1,0. Из табл. 21 приложения при классе бетона В15, классе арматуры А400 и $a$ = 1,0 находим $\lambda_{an}$ = 47. Тогда, длина анкеровки равна $l_{an} = \lambda_{an} d_s$ = 47·25 = 1175 мм.

Определим усилие в растянутой арматуре по формуле (2.84).

$N_s = R_s A_s (l_s / l_{an})$ = 35,5·9,82·(27/117,5) = 80,11 кН.

Поскольку к растянутым стержням в пределах длины $l_s$ приварены 4 вертикальных и 2 горизонтальных поперечных стержня (см. рис. 2.14), увеличим усилия $N_s$ на величину $N_w$.

Принимая $d_w$ = 8 мм, $n_w$ = 6, $\varphi_w$ = 150 (см. табл. 22 приложения), получаем

$N_w = 0{,}7 n_w \varphi_w d_w^2 R_{bt} = 0{,}7 \cdot 6 \cdot 150 \cdot 8^2 \cdot 0{,}75 = 30{,}24$ кН.

Отсюда $N_s$ = 80,11+30,24= 110,35 кН.

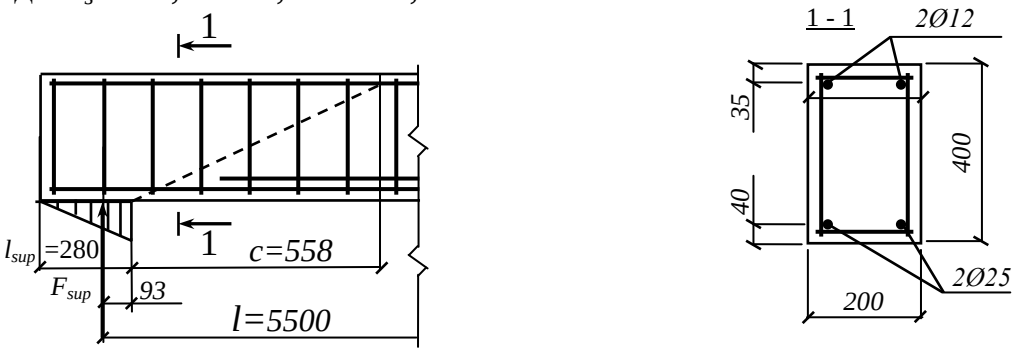



Рисунок 2.14– Схема и размеры балки

Определяем максимально допустимое значение $N_s$.

Из табл. 21 приложения при $a$=0,7 находим $\lambda_{an}$=33; тогда $N_{s.max}$=$R_s A_s (l_s/(\lambda_{an} d_s)$=35,5·9,82·(27/(33·2,5))=114,1кН, то есть оставляем $N_s$=110,35 Н. Определим плечо внутренней пары сил

$$z_s = h_o - \frac{N_s}{2R_b b} = 36 - \frac{110{,}35}{2 \cdot 0{,}85 \cdot 20} = 32{,}75\,\text{см} > h_o\text{-}a' = 36\text{-}3{,}5 = 32{,}5\ \text{см}.$$

Тогда момент, воспринимаемый продольной арматурой, равен

$M_s = N_s z_s = 110{,}35 \cdot 32{,}75 = 3614\,\text{кНсм} = 36{,}14\ \text{кНм}$.

По формуле (2.61) вычислим величину $q_{sw}$

$$q_w = R_{sw} A_{sw} / s_w = 17 \cdot 1{,}01 / 15 = 1{,}145\,\text{кН/см}$$

Определяем длину проекции невыгоднейшего наклонного сечения по формуле (2.87), принимая значение $Q_{max}$ равным опорной реакции балки, то есть $Q_{max} = F_{sup} = 80$ кН.

$$c = Q_{max} / (q_{sw} + q) = 80 / (1{,}145 + 0{,}29) = 55{,}8\,\text{см} < 2h_o = 2 \cdot 36 = 72\ \text{см}.$$

Тогда момент, воспринимаемый поперечной арматуры, равен

$M_{sw} = 0{,}5 q_{sw} c^2 = 0{,}5 \cdot 1{,}145 \cdot 55{,}8^2 = 1782\ \text{кНсм} = 17{,}8\ \text{кНм}$.

Момент в наклонном сечении определяем, как момент в нормальном сечении, расположенном в конце наклонного сечения, т.е. на расстоянии от точки приложения опорной реакции, равной $x = l_{sup}/3 + c = 28/3 + 55{,}8 = 65{,}1$ см

$$M = Q_x \cdot x - \frac{q \cdot x^2}{2} = 80 \cdot 0{,}651 - \frac{29 \cdot 0{,}651^2}{2} = 45{,}9\,\text{кНм}.$$

Проверяем условие (2.80)

М = 45,9 кНм $< M_s + M_{sw} = 36{,}1 + 17{,}8 = 53{,}9$ кНм, т.е. прочность наклонных сечений по изгибающему моменту обеспечена.

*Пример 18.* *Дано*: ригель многоэтажной рамы с эпюрами моментов и поперечных сил от равномерно распределенной нагрузки $q$ = 228 кН/м по рис. 2.15; бетон класса В25; продольная и поперечная арматура класса А400 ($R_s$ = 355 МПа, $R_{sw}$ = 285 МПа); поперечное сечение приопорного участка - по рис. 2.15; хомуты трехветвевые диаметром 10 мм ($R_{sw}$ = 236 мм$^2$) шагом $s_w$ равным 150 мм.

*Требуется* определить расстояние от левой опоры до места обрыва первого стержня верхней арматуры.

*Расчет.*

Из рис. 2.15 имеем: $h_o = h - a = 80 - 6 = 74$ см; $a$ =60 мм; $a'$=50 мм; площадь сечения верхней растянутой арматуры без учета одного обрываемого стержня ∅32 $A_s$ = 16,09 см$^2$ (2∅32); $A_s$ = 24,13 см$^2$ (3∅32). Определим предельный момент, соответствующий этой арматуре по формуле (2.6), поскольку $A_s < A'_s$, т.е. $x < 0$: $M_{ult} = R_s A_s (h_o - a') = 35{,}5 \cdot 16{,}09 \cdot (74\text{-}5) = 39412$ кНсм=394,1 кНм.

По эпюре моментов определяем расстояние от опоры до места теоретического обрыва первого стержня из уравнения

$$M = M_{sup} - \frac{M_{sup} - M'_{sup}}{l} \cdot x - \frac{ql}{2} \cdot x + \frac{q}{2} \cdot x^2 = M_{ult}$$ откуда

$$z = \frac{l}{2} + \frac{M_{sup} - M'_{sup}}{ql} = \frac{4{,}9}{2} + \frac{600 - 300}{228 \cdot 4{,}9} = 2{,}719\,\text{м};$$

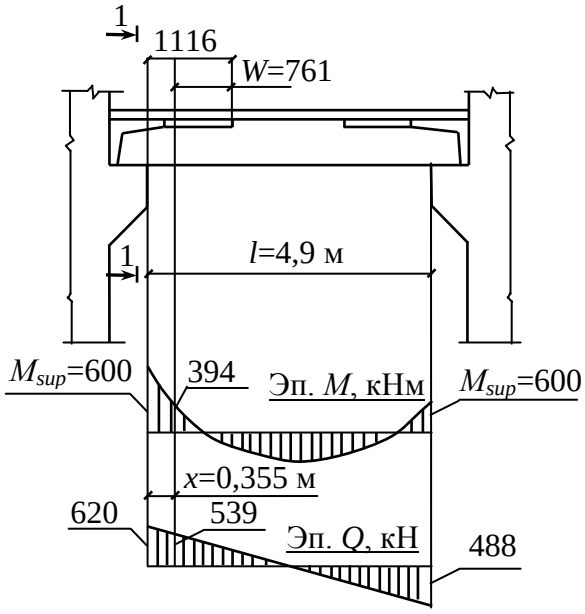
$$x = z - \sqrt{z^2 - 2\frac{M_{sup} - M_{ult}}{q}} = 2{,}719 - \sqrt{2{,}719^2 - 2\frac{600 - 394{,}1}{228}} = 0{,}355\,\text{м}.$$

Поперечная сила в месте теоретического обрыва равна

$Q = Q_{max} - q \cdot x = 620 - 228 \cdot 0{,}355 = 539$ кН.

Определим величину $q_{sw}$, $q_{sw} = R_{sw}A_{sw} / s_w = 285 \cdot 236 / 150 = 448{,}4\,\text{кН/см}$

Поскольку $Q / (2 \cdot q_{sw}) = 539/(2 \cdot 448{,}4) = 0{,}601$ м $< h_o = 0{,}74$ м, длину $w$, на которую надо завести обрываемый стержень за точку теоретического обрыва, определяем по формуле $w = Q / (2q_{sw}) + 5d_s = 0{,}601 + 5 \cdot 32 = 761$ мм.



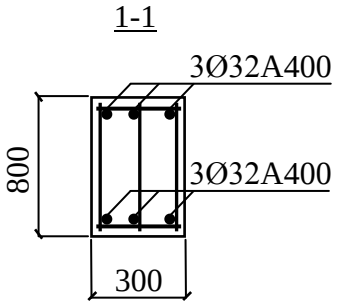




Рисунок 2.15– Схема и размеры конструкции к данному примеру

Следовательно, расстояние от опоры до места обрыва стержня может быть принято равным $x + w = 355 + 761 = 1116$ мм.

Определим необходимое расстояние $l_{an}$ от места обрыва стержня до опорного сечения, предполагая полное использование этого стержня в опорном сечении. Для этого по табл. 21 приложения при $a = 1{,}0$ классе бетона В25, классе арматуры А400 находим $\lambda = 34$. Тогда $l_{an} = \lambda_{an} d = 34 \cdot 32 = 1088$ мм $< 1116$ мм.

Следовательно, обрываем стержень на расстоянии 1116 мм от опоры.

## 2.2 Расчет предварительно напряженных железобетонных элементов по прочности

### 2.2.1 Предварительные напряжения арматуры. Потери предварительного напряжения

Предварительные напряжения арматуры $\sigma_{sp}$ принимают не более $0{,}9R_{s,n}$ для горячекатаной и термомеханически упрочненной арматуры и не более $0{,}8R_{s,n}$ для холоднодеформированной арматуры и арматурных канатов:

$0{,}9R_{s,n}$ - для арматуры классов А540, А600, А800, А1000;

$0{,}8R_{s,n}$ - для арматуры классов Вр1200 - Вр1500, К1400, К1500.

Кроме того, для любых классов арматуры значение $\sigma_{sp}$ принимают не менее $0{,}3R_{s,n}$.

При расчете предварительно напряженных конструкций следует учитывать снижение предварительных напряжений вследствие потерь предварительного напряжения до передачи усилий натяжения на бетон (первые потери) и после передачи усилия натяжения на бетон (вторые потери).

Первые потери предварительного напряжения включают потери от релаксации предварительных напряжений в арматуре, потери от температурного перепада при термической обработке конструкций, потери от деформации анкеров и деформации формы (упоров).

Вторые потери предварительного напряжения включают потери от усадки и ползучести бетона.

Потери от релаксации напряжений арматуры $\Delta\sigma_{sp1}$ определяют по формулам для:

– арматуры классов А600-А1000 при способе натяжения:

*а*) механическом - $\Delta\sigma_{sp1} = 0{,}1\sigma_{sp} - 20$; (2.94)

*б*) электротермическом - $\Delta\sigma_{sp1} = 0{,}03\sigma_{sp}$;

– для арматуры классов Вр1200-Вр1500, К1400, К1500 при способе натяжения:

*а*) механическом - $\Delta\sigma_{sp1} = \left(0{,}22\dfrac{\sigma_{sp}}{R_{s,n}} - 0{,}1\right)\sigma_{sp}$; (2.95)

*б*) электротермическом - $\Delta\sigma_{sp1} = 0{,}05\sigma_{sp}$.

Здесь $\sigma_{sp}$ принимается без потерь в МПа.

Для арматуры класса А540 - $\Delta\sigma_{sp1} = 0{,}0$.

При отрицательных значениях $\Delta\sigma_{sp1}$ принимают- $\Delta\sigma_{sp1} = 0$.

При наличии более точных данных о релаксации арматуры допускается принимать иные значения потерь от релаксации.

Потери $\Delta\sigma_{sp2}$ (МПа) от температурного перепада $\Delta t$ (°С), определяемого как разность температур натянутой арматуры в зоне нагрева и устройства, воспринимающего усилия натяжения при нагреве бетона, принимают равными:

$$\Delta\sigma_{sp2} = 1{,}25\Delta t. \quad (2.96)$$

При отсутствии точных данных по температурному перепаду допускается принимать $\Delta t = 65$ °С.

При наличии более точных данных о температурной обработке конструкции допускается принимать иные значения потерь от температурного перепада.

Потери от деформации стальной формы (упоров) $\Delta\sigma_{sp3}$ при неодновременном натяжении арматуры на форму определяют по формуле

$$\Delta\sigma_{sp3} = \frac{n-1}{2n} \cdot \frac{\Delta l}{l} E_s, \quad (2.97)$$

где $n$ - число стержней (групп стержней), натягиваемых неодновременно;

$\Delta l$ – сближение упоров по линии действия усилия натяжения арматуры, определяемое из расчета деформации формы;

$l$ – расстояние между наружными гранями упоров.

При отсутствии данных о конструкции формы и технологии изготовления допускается принимать $\Delta\sigma_{sp3} = 30$ МПа.

При электротермическом способе натяжения арматуры потери от деформации формы не учитываются.

Потери от деформации анкеров натяжных устройств $\Delta\sigma_{sp4}$ определяют по формуле

$$\Delta\sigma_{sp4} = \frac{\Delta l}{l} E_s, \tag{2.98}$$

где $\Delta l$ – обжатие анкеров или смещение стержня в зажимах анкеров; $l$ - расстояние между наружными гранями упоров.

При отсутствии данных допускается принимать $\Delta l = 2$ мм.

При электротермическом способе натяжения арматуры потери от деформации анкеров не учитывают.

Потери от усадки бетона $\Delta\sigma_{sp5}$ определяют по формуле

$$\Delta\sigma_{sp5} = \varepsilon_{b,sh} \cdot E_s, \tag{2.99}$$

где $\varepsilon_{b,sh}$ – деформации усадки бетона, значения которых можно приближенно принимать в зависимости от класса бетона равными:

0,0002 – для бетона классов В35 и ниже;

0,00025 – для бетона класса В40;

0,0003 – для бетона классов В45 и выше.

Допускается потери от усадки бетона определять более точными методами.

Потери напряжений $\Delta\sigma_{sp6}$ в рассматриваемой напрягаемой арматуре (S или S') от ползучести бетона определяют по формуле

$$\Delta\sigma_{sp6} = \frac{0{,}8\varphi_{b,cr}\alpha\sigma_{bp}}{1 + \alpha\mu_{sp}\left(1 \pm \frac{e_{0p1} y_s A_{red}}{I_{red}}\right)\left(1 + 0{,}8\varphi_{b,cr}\right)}, \tag{2.100}$$

где $\varphi_{b,cr}$ – коэффициент ползучести бетона, определяемый согласно табл. 6 приложения;

$\sigma_{bpj}$ – напряжения в бетоне на уровне центра тяжести рассматриваемой $j$-й группы стержней напрягаемой арматуры;

$y_{sj}$ – расстояние между центрами тяжести сечения рассматриваемой группы стержней напрягаемой арматуры и приведенного поперечного сечения элемента;

$A_{red}$, $I_{red}$ – площадь приведенного сечения элемента и ее момент инерции относительно центра тяжести приведенного сечения:

$$A_{red} = A + \alpha A_{sp} + \alpha A_s + \alpha A'_s$$

$$I_{red} = I + \alpha A_{sp} y_{sp}^2 + \alpha A'_{sp} y'^2_{sp} + \alpha A_s y_{sp}^2 + \alpha A'_s y'^2_{sp},$$

где $y_{sp} = y - a_p$; $y'_{sp} = h - a'_p - y$; $y_s = y - a_s$; $y'_s = h - a'_s - y$ (рис. 2.16).

$\mu_{spj}$ – коэффициент армирования, равный $A_{spj}/A$, где $A$ и $A_{spj}$ - площади поперечного сечения соответственно элемента и рассматриваемой группы стержней напрягаемой арматуры.

Допускается потери от ползучести бетона определять более точными методами.

Напряжения $\sigma_{bpj}$ определяют по правилам расчета упругих материалов, принимая приведенное сечение элемента, включающее площадь сечения бетона и площадь сечения всей продольной арматуры (напрягаемой и ненапрягаемой) с коэффициентом приведения арматуры к бетону $\alpha = E_s / E_b$ по методике приведенной ниже.

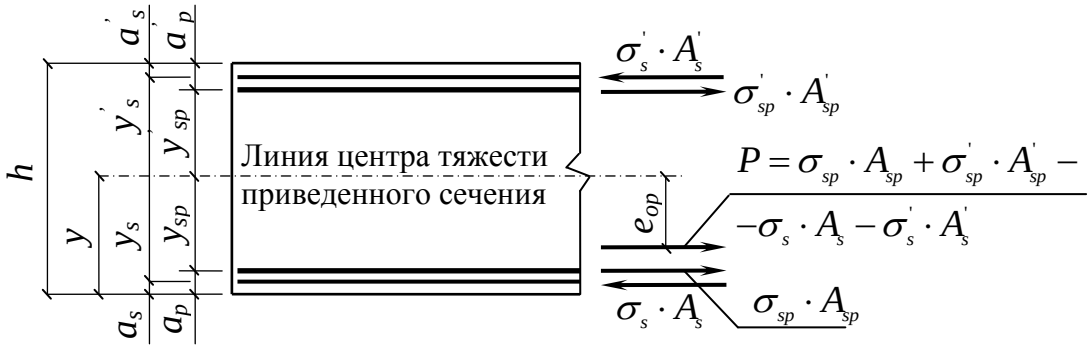



Рисунок 2.16– Схема усилий предварительного напряжения арматуры в поперечном сечении железобетонного элемента

Полные значения первых потерь предварительного напряжения арматуры определяют по формуле

$$\Delta\sigma_{sp(1)} = \sum_{i=1}^{i=4} \Delta\sigma_{spi}\ , \qquad (2.101)$$

где $i$ – номер потерь предварительного напряжения.

Усилие предварительного обжатия бетона с учетом первых потерь равно:

$$P_{(1)} = \sum_j (A_{spj}\sigma_{sp(1)j}), \qquad (2.102)$$

где $A_{spj}$ и $\sigma_{sp(1)j}$ − площадь сечения $j$-й группы стержней напрягаемой арматуры в сечении элемента и предварительное напряжение в группе с учетом первых потерь

$$\sigma_{sp(1)j} = \sigma_{spj} - \Delta\sigma_{sp(1)j}. \qquad (2.103)$$

Здесь $\sigma_{spj}$ – начальное предварительное напряжение рассматриваемой группы стержней арматуры. Полные значения первых и вторых потерь предварительного напряжения арматуры определяют по формуле

$$\Delta\sigma_{sp(2)} = \sum_{i=1}^{i=6} \Delta\sigma_{spi}\ . \qquad (2.104)$$

Усилие в напрягаемой арматуре с учетом полных потерь равно:

$$P_{(2)} = \sum_j (A_{spj}\sigma_{sp(2)j}). \qquad (2.105)$$

где $\sigma_{sp(2)j} = \sigma_{spj} - \Delta\sigma_{sp(2)j}$.

При проектировании конструкций полные суммарные потери $\Delta\sigma_{sp(2)j}$ для арматуры, расположенной в растянутой при эксплуатации зоне сечения элемента, следует принимать не менее 100 МПа.

При определении усилия предварительного обжатия бетона $P$ с учетом полных потерь напряжений следует учитывать сжимающие напряжения в ненапрягаемой арматуре, численно равные сумме потерь от усадки и ползучести бетона на уровне этой арматуры.

Предварительные напряжения в бетоне $\sigma_{bp}$ при передаче усилия предварительного обжатия $P_{(1)}$, определяемого с учетом первых потерь, не должны превышать: если напряжения уменьшаются или не изменяются при действии внешних нагрузок - $0{,}9R_{bp}$; если напряжения увеличиваются при действии внешних нагрузок - $0{,}7R_{bp}$.

Напряжения в бетоне $\sigma_{bp}$ определяют по формуле

$$\sigma_{bp} = \frac{P_{(1)}}{A_{red}} \pm \frac{P_{(1)} e_{op} y}{I_{red}} \pm \frac{My}{I_{red}}, \qquad (2.106)$$

где $P_{(1)}$ – усилие предварительного обжатия с учетом первых потерь;

$M$ – изгибающий момент от внешней нагрузки, действующей в стадии обжатия (собственный вес элемента);

$e_{op}$ – эксцентриситет усилия $P_{(1)}$ относительно центра тяжести приведенного поперечного сечения элемента, определяется по формуле

$$e_{0p1} = \frac{A_{sp} y_{sp} - A'_{sp} y'_{sp}}{A_{sp} + A'_{sp}}; \qquad (2.107)$$

$y$ – расстояние от центра тяжести приведенного сечения до рассматриваемого волокна.

Длину зоны передачи предварительного напряжения на бетон для арматуры без дополнительных анкерующих устройств определяют по формуле

$$l_p = \frac{\sigma_{sp} A_s}{R_{bond} u_s}, \qquad (2.108)$$

но не менее $10d_s$ и 200 мм, а для арматурных канатов – также не менее 300 мм.

В формуле (2.108): $\sigma_{sp}$ – предварительное напряжение в напрягаемой арматуре с учетом первых потерь; $R_{bond}$ – сопротивление сцепления напрягаемой арматуры с бетоном, отвечающее передаточной прочности бетона и определяемое по формуле $R_{bond} = \eta R_{bt}$, здесь $R_{bt}$ – расчетное сопротивление бетона осевому растяжению;

$\eta$ – коэффициент, учитывающий влияние вида поверхности арматуры, принимаемый равным: 1,7 – для холоднодеформированной арматуры периодического профиля класса Вр1500 диаметром 3 мм и арматурных канатов класса К1500 диаметром 6 мм; 1,8 – для холоднодеформированной арматуры класса $B_p$ диаметром 4 мм и более; 2,2 – для арматурных канатов класса $K$ диаметром 9 мм и более; 2,5 – для горячекатаной и термомеханически обработанной арматуры класса $A$**;**

$A_s$, $u_s$ – площадь и периметр стержня арматуры.

Передачу предварительного напряжения с арматуры на бетон рекомендуется осуществлять плавно.

**Примеры расчета**

*Пример 19. Дано:* плита покрытия размером 1,5х6 м; поперечное сечение – по рис. 2.17; бетон класса В25 ($E_b$ = 30000 МПа); передаточная прочность бетона $R_{bp}$ = 17,5 МПа; напрягаемая арматура класса А600 ($R_{s,n}$ = 600 МПа, $E_s$ = $2\cdot10^5$ МПа); площадь сечения $A_{sp}$ = 2,01 см$^2$ (1∅16), ненапрягаемая арматура сжатая и растянутая класса А400 площадью сечения $A_s = A_s' = 0{,}503$ см$^2$ (1∅8); способ натяжения арматуры электротермический; технология изготовления плиты агрегатно-поточная с применением пропаривания; масса плиты 1300 кг.

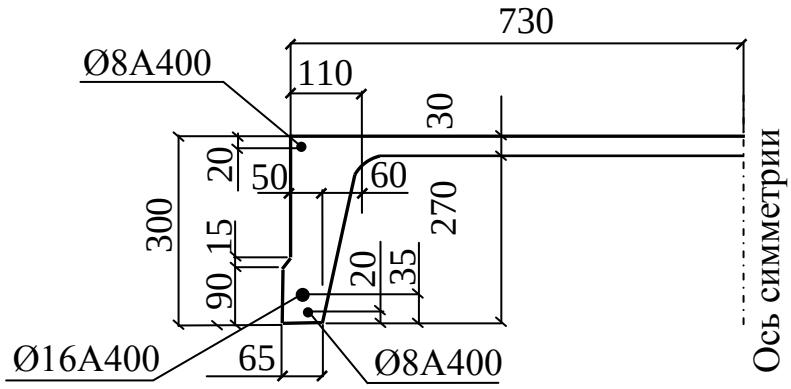



Рисунок 2.17– Фрагмент ребристой плиты

*Требуется* определить значение и точку приложения усилия предварительного обжатия $P_{(1)}$ с учетом первых потерь и $P$ с учетом всех потерь для сечения в середине пролета, принимая максимально допустимое натяжение арматуры.

*Расчет.*

Ввиду симметрии сечения расчет ведем для половины сечения плиты. Определяем геометрические характеристики приведенного сечения, принимая $\alpha = E_s/E_b$=200 000/30 000=6,67:

Площадь бетона

$A$=73·3+5·27+6·27/2+9,75·1,5 = 450 см$^2$.

Приведенная площадь $A_{red} = A + \alpha \cdot A_{sp} + \alpha \cdot A_s + \alpha \cdot A_s' = 450+6{,}67\cdot2{,}01 + 6{,}67\cdot0{,}503+6{,}67\cdot0{,}503 = 450+13{,}4+3{,}36+3{,}36 = 470$ см$^2$.

Статический момент сечения бетона относительно нижней грани ребра

$S$=219·28,5+135·13,5+81·18+14,63·4,87=9593 см$^3$.

Расстояние от центра тяжести приведенного сечения до нижней грани ребра

$$y = \frac{S + \alpha A_{sp} a_p + \alpha A_s a_s + \alpha A_s' \cdot \left(h - a_s'\right)}{A_{red}} =$$

$$= \frac{9593 + 13,41 \cdot 3,5 + 3,355 \cdot 2 + 3,355(30-2)}{470} = 20,74 \text{ см}.$$

$y_{sp} = y - a_p = 207,4 - 35 = 172,4$ мм; $y_s = y - a_s = 207,4 - 20 = 187,4$ мм.

$y'_{sp} = h - a'_p - y = 30 - 2 - 20,74 = 7,26$ см.

Момент инерции приведенного сечения

$$I_{red} = I + \alpha A_{sp} y_{sp}^2 + \alpha A_s y_s^2 + \alpha A'_s y'^2_s = \frac{73 \cdot 3^3}{12} + 219(28,5 - 20,74)^2 + \frac{50 \cdot 270^3}{12} +$$

$$+135 \cdot (20,74 - 13,5)^2 + \frac{6 \cdot 27^3}{36} + 81 \cdot (20,74 - 18)^2 + \frac{1,5 \cdot 9,75^3}{12} + 1462,5 \cdot$$

$$\cdot (207,4 - 4,87)^2 + 13,41 \cdot 17,24^2 + 3,355 \cdot 18,74^2 + 3,355 \cdot 7,26^2 = 41660 \text{ см}^4.$$

Максимально допустимое значение $\sigma_{sp}$ без учета потерь равно

$$\sigma_{sp}=0,9R_{s,n}=0,9 \cdot 600=540 \text{ МПа}.$$

Определим первые потери.

Потери от релаксации напряжений в арматуре определяем

$$\Delta\sigma_{sp1}=0,03\sigma_{sp}=0,03 \cdot 540=16 \text{ МПа}.$$

По агрегатно-поточной технологии изделие при пропаривании нагревается вместе с формой и упорами, поэтому температурный перепад между ними равен нулю и, следовательно, $\Delta\sigma_{sp2} = 0$.

Потери от деформации формы $\Delta\sigma_{sp3}$ и анкеров $\Delta\sigma_{sp4}$ при электротермическом натяжении арматуры равны нулю.

Таким образом, сумма первых потерь равна $\Delta\sigma_{sp(1)}=\Delta\sigma_{sp1}=16$ МПа, а усилие обжатия с учетом первых потерь равно

$$P_{(1)} = A_{sp} (\sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp(1)}) = 2,01(540-16) = 105,324 \text{ кН}.$$

В связи с отсутствием в верхней зоне напрягаемой арматуры (т.е. при $A'_{sp} = 0$) из формулы (2.107) имеем

$$e_{0p1} = y_{sp} = 17,24 \text{ мм}.$$

Проверим максимальное сжимающее напряжение бетона $\sigma_{bp}$ от действия усилия $P_{(1)}$, вычисляя $\sigma_{bp}$ по формуле (2.106) при $y_s=y=20,74$ мм и принимая момент от собственного веса $M$ равным нулю:

$$\sigma_{bp} = \frac{P_{(1)}}{A_{red}} + \frac{P_{(1)} e_{0\,p1} y_s}{I_{red}} = \frac{105,3}{470} + \frac{105,3 \cdot 17,24 \cdot 20,74}{41660} = 11,28 \text{ МПа} < 0,9R_{bp} =$$

$=15,75$ МПа, то есть требование выполняется.

Определяем вторые потери напряжений.

Потери от усадки равны $\Delta\sigma_{sp5} = 0,0002 \cdot 2 \cdot 10^5 = 40$ МПа.

Потери от ползучести определяем по формуле (2.100), принимая значения $\varphi_{b,cr}$ и $E_b$ по классу бетона В25 (согласно табл. 6 приложения $\varphi_{b,cr} = 2,5$, согласно табл. 5 приложения $E_b = 3 \cdot 10^5$ МПа)

Процент армирования $\mu_{sp}=A_{sp}/A=2,01/450=0,0045$

Определим напряжение бетона на уровне арматуры $S$ по формуле (2.106) при $y_s = y_{sp} = 17,24$ мм. Для этого определяем нагрузку от веса половины плиты

$q_w=0,5 \cdot (1300 \cdot 0,01/6)=1,083$ кН/м;

Момент от этой нагрузке в середине пролета

$$M = \frac{q_w l^2}{8} = \frac{1{,}083 \cdot 5{,}7^2}{8} = 4{,}4 \text{ кНм},$$

где $l = 5{,}7$ м - расстояние между прокладками при хранении плиты; тогда

$$\sigma_{bp} = \frac{P_{(1)}}{A_{red}} + \frac{P_{(1)} e_{0p1} y_s}{I_{red}} - \frac{M y_s}{I_{red}} = \frac{105{,}3}{470} + \frac{105{,}3 \cdot 17{,}24^2}{41660} - \frac{440 \cdot 17{,}24}{41660} = 7{,}94 \text{ МПа}.$$

Напряжение бетона на уровне арматуры $S'$ (то есть при $y_s = y_s' = 7{,}26$ см)

$$\sigma'_{bp} = \frac{105{,}3}{470} - \frac{105{,}3 \cdot 17{,}24 \cdot 7{,}26}{41660} + \frac{440 \cdot 7{,}26}{41660} = -0{,}16 \text{ МПа} < 0{,}0.$$

Потери от ползучести

$$\Delta\sigma_{sp6} = \frac{0{,}8\varphi_{b,cr}\alpha\sigma_{bp}}{1 + \alpha\mu_{sp}(1 \pm \frac{e_{0p1} y_s A_{red}}{I_{red}}) \cdot (1 + 0{,}8\varphi_{b,cr})} =$$

$$= \frac{0{,}8 \cdot 2{,}5 \cdot 6{,}67 \cdot 7{,}94}{1 + 6{,}67 \cdot 4{,}47 \cdot 10^{-3}(1 + \frac{17{,}24^2 \cdot 470}{41660}) \cdot (1 + 0{,}8 \cdot 2{,}5)} = 76{,}25 \text{ МПа}.$$

Вторые потери для арматуры нравны

$$\Delta\sigma_{sp(2)} = \Delta\sigma_{sp5} + \Delta\sigma_{sp6} = 40 + 76{,}2 = 116{,}2 \text{ МПа}.$$

Суммарная величина потерь напряжения

$$\Delta\sigma_{sp(1)} + \Delta\sigma_{sp(2)} = 16 + 116{,}2 = 132{,}2 \text{ МПа} > 100 \text{ МПа},$$

следовательно, требование выполнено и потери не увеличиваем.

Напряжение $\Delta\sigma_{sp2}$ с учетом всех потерь равно

$$\Delta\sigma_{sp2} = 540 - 132{,}2 = 407{,}8 \text{ МПа}.$$

Усилие обжатия с учетом всех потерь напряжений $P$ определяем по формуле (2.105). При этом сжимающее напряжение в ненапрягаемой арматуре $\sigma_s$ условно принимаем равным вторым потерям напряжений, вычисленным для уровня расположения арматуры $S$, т.е. $\sigma_s = \sigma_{sp2} = 116{,}2$ МПа, а поскольку $\sigma'_{bp} < 0$, напряжение $\sigma'_s$ принимаем равным нулю.

$$P = \sigma_{sp2} A_{sp} - \sigma_s A_s = 40{,}78 \cdot 2{,}01 - 11{,}62 \cdot 0{,}503 = 76 \text{ кН};$$

Эксцентриситет усилия $P$ равен

$$e_{0p} = \frac{\sigma_{sp2} A_{sp} y_{sp} - \sigma_s A_s y_s}{P} = \frac{40{,}78 \cdot 2{,}01 \cdot 17{,}24 - 11{,}68 \cdot 5{,}03 \cdot 18{,}74}{76{,}1} = 17{,}12 \text{ см}.$$

*Пример 20. Дано:* свободно опертая балка с поперечным сечением по рис. 2.18; бетон класса В40 ($E_b$=36000 МПа); передаточная прочность бетона $R_{bp}$ = 20 МПа; напрягаемая арматура класса К1400 ($R_{s,n}$=1400 МПа, $E_s = 18 \cdot 10^4$ МПа) площадью сечения: в растянутой зоне $A_{sp}$ =16,99 см$^2$ (12∅15), в сжатой зоне $A_s' = 2{,}83$ см$^2$ (2∅15); способ натяжения механический на упоры стенда; бетон подвергается пропариванию; длина стенда 20 м; масса балки 11,2 т, длина балки $l$=18 м.

*Требуется* определить величину и точку приложения усилия предварительного обжатия с учетом первых потерь $P_{(1)}$ и с учетом всех потерь

*P* для сечения в середине пролета, принимая максимально допустимое натяжение арматуры.

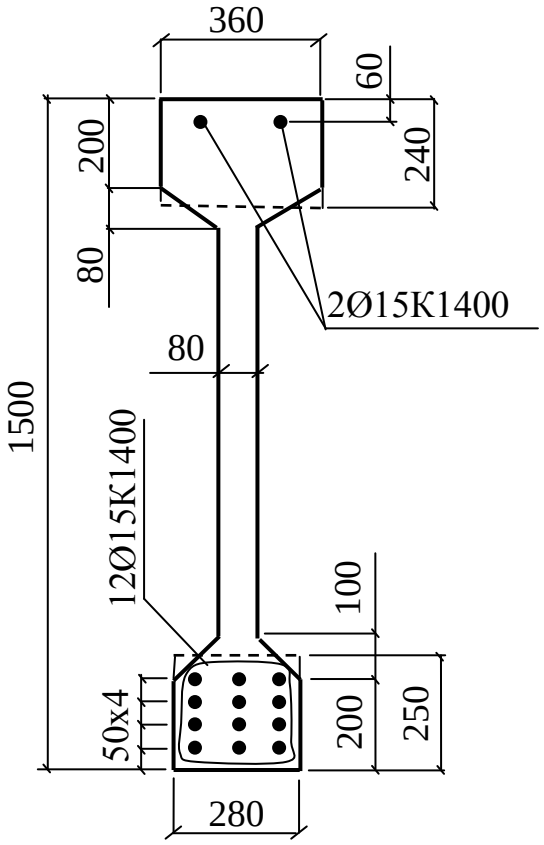



Рисунок 2.18 – Размеры сечения и армирование балки

*Расчет.*

Определяем геометрические характеристики приведенного сечения, принимая коэффициент $\alpha=E_s/E_b$=180 000/36 000=5 (площадь сечения конструктивной ненапрягаемой арматуры не учитываем в виду ее малости).

Для упрощения расчета высоту свесов полок усредняем.

Площадь сечения бетона

$$A = 150\cdot 8+28\cdot 24+20\cdot 25 = 1200+672+500 = 2372 \text{ см}^2;$$

площадь приведенного сечения

$$A_{red} = A+\alpha A_{sp}+\alpha A'_{sp} = 2372+5\cdot 16{,}99+5\cdot 2{,}83=2372+84{,}95+14{,}15=2471 \text{см}^2;$$

расстояние от центра тяжести сечения арматуры *S* до нижней грани балки (учитывая, что сечения всех четырех рядов арматуры одинаковой площади)

$$a_p = (5+10+15+20)/4 = 12{,}5 \text{ см};$$

статический момент сечения бетона относительно нижней грани балки

$$S = 1200\cdot 75+672\cdot 138+500\cdot 12{,}5 = 188986 \text{ см}^3;$$

расстояние от центра тяжести приведенного сечения до нижней грани балки

$$y = \frac{S+\alpha A_{sp}a_p+\alpha A'_{sp}(h-a'_p)}{A_{red}} = \frac{188986+5\cdot 16{,}99\cdot 12{,}5+5\cdot 2{,}83\cdot (145-77{,}7)}{2471} =$$

=77,3см;

$y_{sp} = y - a_p = 77,7 - 12,5 = 65,2$ мм; $y'_{sp} = h - a'_p - y = 145 - 77,7 = 67,3$ мм;

момент инерции приведенного сечения

$$I_{red} = I + \alpha A_{sp} y_{sp}^2 + \alpha A_{sp}^{'} y_{sp}^{'2} = \frac{8 \cdot 150^3}{12} + 1200 \cdot \left(77,7 - 75\right)^2 + \frac{28 \cdot 24^3}{12} +$$

$$+672 \cdot \left(138 - 77,7\right)^2 + \frac{20 \cdot 25^3}{12} + 5000\left(77,7 - 12,5\right)^2 + 84,95\left(77,7 - 12,5\right)^2 +$$

$$+14,15\left(145 - 77,7\right)^2 = 7310000 \text{ см}^4.$$

Максимально допустимое значение $\sigma_{sp}$ без учета потерь равно

$$\sigma_{sp} = 0,8R_{s,n} = 0,8 \cdot 1400 = 1120 \text{ МПа}.$$

Определим первые потери.

Потери от релаксации напряжений в арматуре равны

$$\Delta\sigma_{sp1} = (0,22\frac{\sigma_{sp}}{R_{s,n}} - 0,1)\sigma_{sp} = \left(0,22 \cdot 0,8 - 0,1\right) \cdot 1120 = 85 \text{ МПа}.$$

Потери от температурного перепада между упорами стенда и упорами при $\Delta t = 65°$ равны

$$\Delta\sigma_{sp2} = 1,25\Delta t = 1,25 \cdot 65 = 81 \text{ МПа}.$$

Потери от деформации анкеров при $\Delta l = 2$ мм и $l = 20$ м равны

$$\Delta\sigma_{sp4} = \frac{\Delta l}{l} E_s = \frac{2}{20000} 180000 = 18 \text{ МПа}.$$

Потери от деформации стальной формы отсутствуют, поскольку усилие обжатия передается на упоры стенда. Таким образом, сумма первых потерь равна

$$\Delta\sigma_{sp(1)} = 85+81+18 = 184 \text{ МПа} > 100 \text{ МПа},$$

То есть потери в дальнейшем не корректируем. Усилие обжатия с учетом первых потерь и его эксцентриситет равны

$$P_{(1)} = (A_{sp} + A_{sp}^{'}) \cdot (\sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp(1)}) = (16,99+2,83)(112-18,4) = 1855 \text{ кН};$$

$$e_{0p1} = \frac{A_{sp} y_{sp} - A_{sp}^{'} y_{sp}^{'}}{A_{sp} + A_{sp}^{'}} = \frac{16,99 \cdot 6,52 - 2,83 \cdot 67,3}{16,99 + 2,83} 46,3 \text{ см}.$$

Проверим максимальное сжимающее напряжение бетона $\sigma_{bp}$ от действия усилия $P_{(1)}$, вычисляя $\sigma_{bp}$ по формуле (2.102) при $y_s = y = 77,7$ мм и принимая момент от собственного веса $M$ равным нулю:

$$\sigma_{bp} = \frac{P_{(1)}}{A_{red}} + \frac{P_{(1)} e_{0p1} y_s}{I_{red}} = \frac{1855}{2471,1} + \frac{1855 \cdot 46,3 \cdot 77,7}{7310000} = 16,63 \text{ МПа} < 0,9R_{bp} =$$

$=0,9 \cdot 20=18$МПа, то есть требование выполняется.

Определяем вторые потери напряжений.

Потери от усадки равны $\Delta\sigma_{sp5} = \varepsilon_{b,sh} E_s = 0,00025 \cdot 18 \cdot 10^4 = 45$ МПа.

Потери от ползучести определяем по формуле (2.100), принимая значения $\varphi_{b,cr}$ и $E_b$ по классу бетона равному $R_{bp} = 20$ Мпа (т.е. по классу В20, поскольку $R_{bp} < 0,7 \cdot 40 = 28$ МПа). Согласно табл. 6 приложения ($\varphi_{b,cr} = 2,8$, согласно табл. 5 приложения $E_b = 27,5 \cdot 10^3$ МПа, $a = \frac{E_s}{E_b} = \frac{180000}{27500} = 6,55.$

Для арматуры $S$ $\mu_{sp} = \frac{A_{sp}}{A} = \frac{16,99}{2372} = 0,00716$;

Для арматуры $S'$ $\mu_{sp} = \frac{A'_{sp}}{A} = \frac{2,83}{2372} = 0,00119$.

Определим напряжение бетона на уровне арматуры $S$ при $y_s = y_{sp} = 65,2$ см, принимая момент от собственного веса балки в середине пролета. Нагрузка от веса балки равна:

$$q_w = \frac{0,01 \cdot 11200}{18} = 6,22 \text{ кН/м}; \quad M = \frac{q_w l^2}{8} = \frac{6,22 \cdot 17,5^2}{8} = 238,1 \text{ кНм},$$

где $l = 17,5$ м - расстояние между прокладками при хранении балки.

$$\sigma_{bp} = \frac{P_{(1)}}{A_{red}} + \frac{P_{(1)} e_{0p1} y_s}{I_{red}} - \frac{M y_s}{I_{red}} = \frac{1855}{2471,1} + \frac{1855 \cdot 46,3 \cdot 65,2}{7310000} - \frac{23810 \cdot 65,2}{7310000} = 13 \text{ МПа}.$$

Напряжение бетона на уровне арматуры $S'$ (то есть при $y_s = -y'_s = -67,3$ см)

$$\sigma'_{sp} = \frac{1855}{2471,1} - \frac{1855 \cdot 46,3 \cdot 65,2}{7310000} + \frac{23810 \cdot 65,2}{7310000} = 1,79 \text{ МПа} > 0,0.$$

Тогда потери от ползучести равны: для арматуры $S$

$$\Delta\sigma_{sp6} = \frac{0,8\varphi_{b,cr}\alpha\sigma_{bp}}{1 + \alpha\mu_{sp}\left(1 \pm \frac{e_{0p1} y_s A_{red}}{I_{red}}\right)\left(1 + 0,8\varphi_{b,cr}\right)} =$$

$$= \frac{0,8 \cdot 2,8 \cdot 6,55 \cdot 13}{1 + 6,55 \cdot 0,00716 \cdot (1 + \frac{46,3 \cdot 65,2 \cdot 2471,1}{7310000}) \cdot (1 + 0,8 \cdot 2,8)} = 145,9 \text{ МПа}.$$

для арматуры $S'$

$$\Delta\sigma'_{sp6} = \frac{0,8 \cdot 2,8 \cdot 6,55 \cdot 1,79}{1 + 6,55 \cdot 0,00119 \cdot (1 + \frac{463 \cdot 652 \cdot 247110}{7310000}) \cdot (1 + 0,8 \cdot 2,8)} = 26,3 \text{ МПа}.$$

Напряжения $\sigma_{bp}$ с учетом всех потерь равны:

для арматуры $S$

$\sigma_{sp2} = \sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp(1)} - \Delta\sigma_{sp5} - \Delta\sigma_{sp6} = 1120 - 184 - 45 - 145 = 745$ МПа;

для арматуры $S'$

$\sigma'_{sp2} = \sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp(1)} - \Delta\sigma_{sp5} - \Delta\sigma'_{sp6} = 1120 - 184 - 45 - 26 = 865$ МПа.

Определим усилие обжатия с учетом всех потерь $P$ и его эксцентриситет $e_{op}$.

$$P = \sigma_{sp2} A_{sp} + \sigma'_{sp2} A'_{sp} = 74,5 \cdot 16,99 + 8,65 \cdot 2,83 = 1510 \text{ кН};$$

$$e_{0p} = \frac{\sigma_{sp2} A_{sp} y_{sp} - \sigma'_{sp2} A'_{sp} y'_{sp}}{P} = \frac{74,5 \cdot 16,99 \cdot 65,2 - 86,5 \cdot 2,83 \cdot 67,3}{1510} = 43,7 \text{ см}.$$

### 2.2.2 Расчет предварительно напряженных элементов на действие изгибающих моментов в стадии эксплуатации по предельным усилиям

В настоящем пособии приведены указания по расчету изгибаемых предварительно напряженных элементов. Расчет предварительно напряженных элементов производят для стадии эксплуатации на действие изгибающих элементов и поперечных сил от внешних нагрузок и для стадии изготовления на действие усилий от предварительного натяжения арматуры и усилий от внешних нагрузок, действующих в этой стадии.

Расчет по прочности предварительно напряженных элементов при действии изгибающих моментов следует производить для сечений, нормальных к их продольной оси. Расчет по прочности в общем случае производят на основе нелинейной деформационной модели.

Для железобетонных элементов прямоугольного, таврового и двутаврового сечений с арматурой, расположенной у перпендикулярных плоскости изгиба граней элемента, при действии момента в плоскости симметрии нормального сечения расчет допускается производить на основе предельных усилий, принимая прямоугольную эпюру сжатых напряжений бетона равных $R_b$.

Для железобетонных элементов, у которых предельный момент по прочности оказывается меньше предельного момента образования трещин, площадь сечения продольной растянутой арматуры должна быть увеличена по сравнению с требуемой из расчета по прочности не меньше чем на 15% или должна удовлетворять расчету по прочности на действие момента образования трещин.

Расчет предварительно напряженных элементов в стадии обжатия производят как при внецентренном сжатии усилием предварительного обжатия в предельном состоянии.

Расчет по прочности предварительно напряженных элементов при действии поперечных сил следует производить для сечений, наклонных к их продольной оси.

При действии крутящих моментов следует проверять прочность пространственных сечений, образованных наклонными отрезками, следующими по трем растянутым граням элемента, и замыкающим отрезком по четвертой сжатой грани. Расчет таких сечений допускается производить без учета усилия предварительного обжатия согласно «Пособию по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона без предварительного напряжения арматуры (к СП 52-101-2003)».

При расчете предварительно напряженных элементов по прочности следует учитывать возможные отклонения предварительного напряжения путем умножения значений $\sigma_{sp}$ (или усилия $P$) для рассматриваемой арматуры $S$ и $S'$ на коэффициент $\gamma_{sp}$.

Значения коэффициента $\gamma_{sp}$ принимают равным: 0,9 - при благоприятном влиянии предварительного напряжения; 1,1 – при неблагоприятном влиянии предварительного напряжения.

Расчет сечений, нормальных к продольной оси элемента, когда изгибающий момент действует в плоскости симметрии сечения и арматура сосредоточена у перпендикулярных указанной плоскости граней элемента, производят в зависимости от соотношения между значением относительной высоты сжатой зоны бетона $\xi = x/h_o$, определяемой из условия равновесия продольных сил, и значением относительной высоты сжатой зоны бетона $\xi_R$, при которой предельное состояние элемента наступает одновременно с достижением в растянутой арматуре напряжения, равного расчетному сопротивлению $R_s$.

Значение $\xi_R$ определяют по формуле

$$\xi_R = \frac{0,8}{1+\frac{\varepsilon_{s,el}}{\varepsilon_{b2}}}, \qquad (2.109)$$

где $\varepsilon_{s,el}$ - относительная деформация в арматуре растянутой зоны, вызванная внешней нагрузкой, при достижении в этой арматуре напряжения, равного расчетному сопротивлению; значение $\varepsilon_{s,el}$ принимается равным:

для арматуры с условным пределом текучести $\varepsilon_{s,el} = \frac{R_s + 400 - \sigma_{sp}}{E_s}$;

для арматуры с физическим пределом текучести $\varepsilon_{s,el} = \frac{R_s - \sigma_{sp}}{E_s}$;

где $\sigma_{sp}$ - принимается с учетом всех потерь при коэффициенте $\gamma_{sp}$ =0,9; $R_s$, $\sigma_{sp}$, $E_s$ - в МПа; $\varepsilon_{b2}$ - предельная относительная деформация сжатого бетона, принимаемая равной 0,0035.

Значения $\xi_R$ для определенных классов арматуры может определяться по табл. 17 приложения в зависимости от отношения $\sigma_{sp} / R_s$.

Если соблюдается условие $\xi < \xi_R$, расчетное сопротивление напрягаемой арматуры $R_s$ допускается умножать на коэффициент условий работы $\gamma_{s3}$, определяемый по формуле

$$\gamma_{s3} = 1,25 - 0,25\frac{\xi}{\xi_R} \le 1,1. \qquad (2.110)$$

Если $\xi / \xi_R < 0,6$, можно, не пользуясь формулой (2.110), принимать $\gamma_{s3}$ =1,1.

Коэффициент $\gamma_{s3}$ не следует учитывать: для напрягаемой арматуры класса А540; в зоне передачи напряжений; при расположении стержней арматуры классов Вр1200-Вр1500 вплотную друг к другу (без зазоров).

Для арматуры класса А1000, имеющей сварные стыки в зоне элемента, где изгибающие моменты превышают 0,9 максимального расчетного момента, коэффициент $\gamma_{s3}$ принимается не более 1,05.

Напрягаемая арматура, расположенная в сжатой от внешней нагрузки зоне, вводится в расчет с напряжением $\sigma_{sc}$, равным (400 - $\sigma'_{sp}$) (в МПа), где $\sigma'_{sp}$ определяется при коэффициенте $\gamma_{sp}$ = 1,1. При использовании в расчете коэффициента условий работы бетона $\gamma_{b2}$ = 0,9 принимается $\sigma_{sc} = 500 - \sigma'_{sp}$.

Во всех случаях напряжение $\sigma_{sc}$ принимается не более $R_{sc}$.

Если часть арматуры того же класса, что и напрягаемая, применяется без предварительного напряжения, в формулах (2.111) – (2.131) за величину $A_{sp}$ принимается площадь сечения всей арматуры этого класса $A_{sp1}$ при этом значение $\xi_R$ вычисляется согласно формуле 2.109, принимая значение $\sigma_{sp}$ равным усредненному его значению $\sigma_{sp,m} = \sigma_{sp}(A_{sp}/A_{sp1})$, а в значении $A_s$ учитывается площадь сечения ненапрягаемой арматуры класса, отличного от класса напрягаемой арматуры.

### 2.2.2.1 Прямоугольные сечения

Расчет прямоугольных сечений (рис. 2.19) производится в зависимости от относительной высоты сжатой зоны следующим образом:

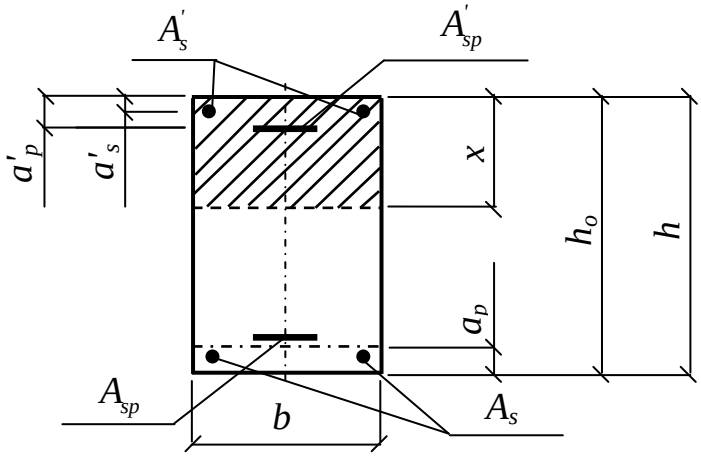



Рисунок 2.19 Поперечное прямоугольное сечение изгибаемого железобетонного элемента

$$\xi_1 = \frac{R_s A_{sp} + R_s A_s - R_{sc} A_s' - \sigma_{sc} A_{sp}'}{R_b b h_o} \qquad (2.111)$$

а) при $\xi_1 \le \xi_R$ (где $\xi_R$ - см. табл. 17 приложения) - из условия

$$M \le R_b b x \left(h_o - 0{,}5x\right) R_{sc} A_s' \left(h_o - a_s'\right) + \sigma_{sc} A_{sp}' \left(h_o - a_p'\right), \qquad (2.112)$$

где

$$x = \frac{\gamma_{s3} R_s A_{sp} + R_s A_s - R_{sc} A_s' - \sigma_{sc} A_{sp}'}{R_b b} \qquad (2.113)$$

Здесь коэффициент $\gamma_{s3}$ определяется по формуле

$$\gamma_{s3} = \frac{5\xi_R + a_c}{4\xi_R + \xi_1 + a_c} \le 1{,}1, \qquad (2.114)$$

где $a_c = \dfrac{R_{sc} A_s' + \sigma_{sc} A_{sp}' - R_s A_s}{R_b b h_o}$.

Допускается при отсутствии или малом количестве ненапрягаемой сжатой арматуры коэффициент $\gamma_{s3}$ определять по формуле (2.110), принимая $\xi = \xi_1$;

б) при $\xi_1 > \xi_R$ - из условия

$$M \le \frac{2a_m + a_R}{3} R_b b h_o^2 + R_{sc} A_s^{'} \left(h_o - a_s^{'}\right) + \sigma_{sc} A_{sp}^{'} \left(h_o - a_p^{'}\right), \qquad (2.115)$$

где $a_m = \xi_1(1- \xi_1/2)$; $a_R = \xi_R(1- \xi_R/2)$.

Если по формуле (2.113) $x<0$, то прочность сечения проверяется из условия

$$M \le \left(1{,}1 R_s A_{sp} + R_s A_s\right)\left(h_o - a_s^{'}\right) \qquad (2.116)$$

При напрягаемой арматуре растянутой зоны класса А540 $\gamma_{s3}$ в формуле (2.110) и коэффициент 1,1 в формуле (2.116) не учитываются, а в условии (2.115) значение $\frac{2a_m + a_R}{3}$ заменяется на $\frac{a_m + 2a_R}{3}$.

В целях экономичного использования растянутой арматуры изгибаемые элементы рекомендуется проектировать так, чтобы выполнялось условие $\xi \le \xi_R$.

Продольная растянутая арматура при отсутствии напрягаемой арматуры в сжатой зоне подбирается следующим образом.

Вычисляется значение

$$a_m = \frac{M}{R_b b h_o^2} \qquad (2.117)$$

Если $a_m < a_R = \xi_R(1- \xi_R/2)$ (где $\xi_R$ - см. табл. 17 приложения), то сжатой ненапрягаемой арматуры по расчету не требуется. В этом случае площадь сечения напрягаемой арматуры в растянутой зоне при известной площади ненапрягаемой растянутой арматуры $A_s$ (например, принятой из конструктивных соображений) определяется по формуле

$$A_{sp} = \frac{\xi R_b b h_o - R_s A_s}{\gamma_{s3} R_s}, \qquad (2.118)$$

где $\xi = 1 - \sqrt{1 - 2a_m}$;

$\gamma_{s3}$ – по формуле (2.110) или по рекомендациям, приведенным выше к формуле (2.110).

Если $a_m > a_R$, то требуется увеличить сечение, или повысить класс бетона, или установить сжатую ненапрягаемую арматуру по формулам (2.119) – (2.122).

Требуемая площадь сечения сжатой ненапрягаемой арматуры при известной площади напрягаемой арматуры $A_{sp}^{'}$ (например, принятой из условия ограничения начальных трещин) определяется по формуле

$$A_s^{'} = \frac{M - \sigma_{sc} A_{sp}^{'} \left(h_o - a_p^{'}\right) - a_R R_b b h_o^2}{R_{sc}\left(h_o - a_s^{'}\right)}, \qquad (2.119)$$

где $a_R = \xi_R(1- \xi_R/2)$ (где $\xi_R$ - см. табл. 17 приложения).

При наличии в сжатой зоне учитываемой в расчете арматуры требуемая площадь сечения напрягаемой арматуры растянутой зоны определяется по формуле:

$$A_{sp} = \frac{\xi R_b b h_o + \sigma_{sc} A_{sp}^{'} + R_{sc} A_s^{'} - R_s A_s}{\gamma_{s3} R_s}, \qquad (2.120)$$

где $\xi = 1 - \sqrt{1 - 2a_m}$;

$$a_m = \frac{M - R_{sc}A_s^{'}\left(h_o - a_s^{'}\right) - \sigma_{sc}A_{sp}^{'}\left(h_o - a_p^{'}\right)}{R_b b h_o^2}, \qquad (2.121)$$

$\gamma_{s3}$ – по формуле (2.110). При этом должно выполняться условие $\xi < \xi_R$. В противном случае площадь сечения арматуры в сжатой зоне должна быть принята по формуле (2.119).

Если $a_m < 0$, значение $A_{sp}$ определяется по формуле:

$$A_{sp} = \frac{M / \left(h_o - a_s^{'}\right) - R_s A_s}{1{,}1 R_s}. \qquad (2.122)$$

**Примеры расчета - п*рямоугольные сечения.***

*Пример 21*. *Дано:* размеры сечения $b$ = 300 мм, $h$ = 700 мм; $a$ = 50 мм; бетон класса В25 ($R_b$ = 14,5 МПа); напрягаемая арматура класса А600 ($R_s$ =520 МПа) площадью сечения $A_{sp}$ =18,47 см$^2$ (3∅28); предварительное напряжение при $\gamma_{sp}$ = 0,9 с учетом всех потерь $\sigma_{sp2}$ =400 МПа; ненапрягаемая арматура класса А400 ($R_s$ =355 МПа) площадью сечения $A_s$ =2,36 см$^2$ (3∅10); изгибающий момент М=570 кНм.

*Требуется* проверить прочность сечения.

*Расчет.*

Определяем рабочую высоту сечения $h_0$ = $h$ - $a$ = 70 - 5 = 65 см. По формуле (2.111) определим значение $\xi_1$:

$$\xi_1 = \frac{R_s A_{sp} + R_s A_s}{R_b b h_o} = \frac{52 \cdot 18{,}47 + 35{,}5 \cdot 2{,}36}{1{,}45 \cdot 30 \cdot 65} = 0{,}369.$$

По табл. 17 приложения при классе арматуры А600 и при $\sigma_{bp} / R_s = 400 / 520 = 0{,}769$ находим $\xi_R$ = 0,457.

Поскольку $\xi_1$ = 0,369 < $\xi_R$ =0,457, расчет ведем из условия (2.112), определяя высоту сжатой зоны $x$ по формуле (2.113).

Так как сжатая арматура отсутствует, коэффициент вычисляем по формуле (2.110) при $\xi$=$\xi_1$ =0,369:

$$\gamma_{s3} = 1{,}25 - 0{,}25\frac{\xi}{\xi_R} = 1{,}25 - 0{,}25\frac{0{,}369}{0{,}457} = 1{,}048 < 1{,}1.$$

Тогда $x = \frac{\gamma_{s3} R_s A_{sp} + R_s A_s}{R_b b} = \frac{1{,}048 \cdot 52 \cdot 18{,}47 + 35{,}5 \cdot 2{,}36}{1{,}45 \cdot 30} = 25{,}06$ см;

$R_b \cdot b \cdot x \cdot (h_o - 0{,}5x)$=1,45·30·25,06·(65 - 0,5·25,06) = 57200 кНсм = 572 кНм > $M$ = 570 кНм, то есть прочность сечения обеспечена.

*Пример 22*. *Дано:* размеры сечения $b$ =300 мм, $h$ = 700 мм; $a$ = 60 мм; $a_p$ = 30 мм; бетон класса В30 ($R_b$ = 17 МПа); напрягаемая арматура класса Вр1400 ($R_s$ = 1170 МПа) площадью сечения: в растянутой зоне $A_{sp}$ =15,70 см$^2$ (80∅5), в сжатой зоне $A_{sp}^{'}$ = 3,92 см$^2$ (20∅5); ненапрягаемая арматура класса А400 ($R_s$ =

355 МПа) площадью сечения в растянутой зоне - $A_s$=2,36 см$^2$ (3∅10); предварительное напряжение с учетом всех потерь: для арматуры в растянутой зоне $\sigma_{sp}$ = 700 МПа, для арматуры в сжатой зоне $\sigma'_{sp}$ = 800 МПа; изгибающий момент от всех нагрузок М = 690 кН·м, от кратковременных нагрузок $M_{sh}$ = 40 кНм.

*Требуется* проверить прочность сечения.

*Расчет.*

Определяем рабочую высоту $h_0$ = 70 - 6 = 64 см. Проверим прочность сечения при действии всех нагрузок.

Определяем напряжение в напрягаемой арматуре сжатой зоны $\sigma_{sc}$, учитывая коэффициент $\gamma_{sp}$ = 1,1:

$\sigma_{sc}$ = 400 -1,1·800 = -480 МПа.

По формуле (2.112) определяем значения $\xi_1$:

$$\xi_1 = \frac{R_s A_{sp} + R_s A_s - \sigma_{sc} A'_{sp}}{R_b b h_o} = \frac{117 \cdot 15,7 + 35,5 \cdot 2,36 + 48 \cdot 3,92}{1,7 \cdot 30 \cdot 64} = 0,646.$$

Предварительное напряжение арматуры растянутой зоны принимаем с учетом коэффициента $\gamma_{sp}$ = 0,9, т.е. $\sigma_{sp}$ = 0,9·700 = 630 МПа.

По табл. 17 приложения при классе арматуры Вр1400 и при $\sigma_{bp} / R_s = 630 / 1170 = 0,646 \frac{\sigma_{sp}}{R_s} = \frac{630}{1170} = 0,646$ находим $\xi_R$ = 0,341. Поскольку $\xi_1$ = 0,646 > $\xi_R$ = 0,341 , прочность сечения проверяем из условия (2.115), принимая $a_m = \xi_1(1- \xi_1/2)$ = 0,646(1-0,646/2) = 0,437, $a_R = \xi_R(1- \xi_R/2)$ = 0,341(1 - 0,341/2) = 0,283,

$$\frac{2a_m + a_R}{3} R_b b h_o^2 + \sigma_{sc} A'_s \left(h_o - a'_s\right) = \frac{2 \cdot 0,437 + 0,283}{3} 1,7 \cdot 30 \cdot 64^2 - 48 \cdot 3,92\left(64 - 3\right) =$$

=69140 кНсм=691,4 кНм>М=690 кНм, то есть прочность сечения на действие всех нагрузок обеспечена.

Так как момент от кратковременной нагрузки (40 кНм) составляет весьма малую долю от полного момента (690 кНм), проверим прочность сечения на действие только постоянных и длительных нагрузок при $M$ = 690 - 40 = 650 кНм. При этом учитываем коэффициент $\gamma_{b2}$=0,9 т.е. $R_b$ = 0,9·17 = 15,3 МПа, а напряжение $\sigma_{sc}$ принимаем равным $\sigma_{sc}$ = 500 -380 МПа. Тогда

$$\xi_1 = \frac{117 \cdot 15,7 + 35,5 \cdot 2,36 + 38 \cdot 3,92}{1,54 \cdot 30 \cdot 64} = 0,704 > \xi_R = 0,341;$$

$a_m$ = 0,704(1-0,704/2) = 0,456;

((2·0,456+0,283)/3)·1,53·30·64$^2$-38·3,92·61=658,4кНм<М=650 кНм, то есть прочность сечения обеспечена при любых воздействиях.

*Пример 23*. *Дано:* размеры сечения $b$ = 300 мм, $h$ = 700 мм; $a = a'_s$ = 50 мм; бетон класса В25 ($R_b$ = 14,5 МПа), напрягаемая арматура класса А600 ($R_s$ = 520 МПа); сжатая напрягаемая арматура класса А400 ($R_s$=355 МПа) площадью сечения $A'_s$ = 8,40 см$^2$ (1∅32); изгибающий момент $M$ = 490 кНм.

*Требуется* определить площадь сечения напрягаемой арматуры растянутой зоны.

*Расчет*.

Определяем рабочую высоту сечения $h_o$ = 70 - 5 = 65 мм.

Площадь сечения напрягаемой арматуры растянутой зоны определяем по формуле (2.120).

По формуле (2.121)) вычисляем значение $a_m$;

$$a_m = \frac{M - R_{sc}A_s^{'}\left(h_o - a_s^{'}\right)}{R_b b h_o^2} = \frac{49000 - 35,5 \cdot 8,04\left(65 - 5\right)}{1,45 \cdot 30 \cdot 65^2} = 0,1734.$$

Тогда $\xi = 1 - \sqrt{1 - 2a_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,1734} = 0,192.$

Из табл. 17 приложения при классе арматуры А600, принимая $\sigma_{sp}/R_s$ = 0,6, находим значение $\xi_R$ = 0,43 > 0,192.

Так как $\xi/\xi_R$ = 0,192/0,43 = 0,446 < 0,6, то $\gamma_{s3}$ = l,l, по рекомендациям указанным к принятию значения $\gamma_{s3}$ ниже формулы (2.110).

Отсюда $A_{sp} = \frac{\xi R_b b h_o + R_{sc}A_s^{'}}{\gamma_{s3}R_s} = \frac{0,192 \cdot 1,45 \cdot 30 \cdot 65 + 35,5 \cdot 8,04}{1,1 \cdot 52} = 14,48\,\text{см}^2.$

Принимаем в сечении 3∅25 ($A_{sp}$ = 14,73 см$^2$).

### 2.2.2.2 Тавровые и двутавровые сечения

Расчет сечений, имеющих полку в сжатой зоне (тавровых, двутавровых и т.п.), производиться в зависимости от положения границы сжатой зоны:

а) если граница сжатой зоны проходит в полке (рис. 2.20, *а*), то есть. соблюдается условие

$$\gamma_{s3}R_sA_{sp} + R_sA_s \le R_b b_f^{'} h_f^{'} + R_{sc}A_s^{'} + \sigma_{sc}A_{sp}^{'}, \qquad (2.123)$$

где $\gamma_{s3}$ определяется по формуле (2.110) при $\xi = h'_f/h_o$, расчет производится как для прямоугольного сечения шириной $b_f^{'}$;

б) если граница сжатой зоны проходит в ребре (рис. 2.20, *б*), т.е. условие (2.123) не соблюдается, расчет производится следующим образом в зависимости от относительной высоты сжатой зоны, равной

$$\xi_1 = \frac{R_sA_{sp} + R_sA_s - R_bA_{ov} - R_{sc}A_s^{'} - \sigma_{sc}A_s^{'}}{R_b b h_o} \qquad (2.124)$$

при $\xi_1 \le \xi_R$) - из условия

$$M \le R_b b x\left(h_o - 0,5x\right) + R_bA_{ov}\left(h_o - 0,5h_f^{'}\right) + R_{sc}A_s^{'}\left(h_o - a_s^{'}\right) + \sigma_{sc}A_{sp}^{'}\left(h_o - a_p^{'}\right), \qquad (2.125)$$

где $x = \frac{\gamma_{s3}R_sA_{sp} + R_sA_s - R_bA_{ov} - R_{sc}A_s^{'} - \sigma_{sc}A_{sp}^{'}}{R_b b}$ (2.126)

$$\gamma_{s3} = \frac{5\xi_R + a_{ov}}{4\xi_R + \xi_1 + a_{ov}} \le 1,1, \qquad (2.127)$$

$$a_{ov} = \frac{R_b A_{ov} + R_{sc} A_s^{'} + \sigma_{sc} A_{sp}^{'} - R_s A_s}{R_b b h_o} \qquad (2.128)$$

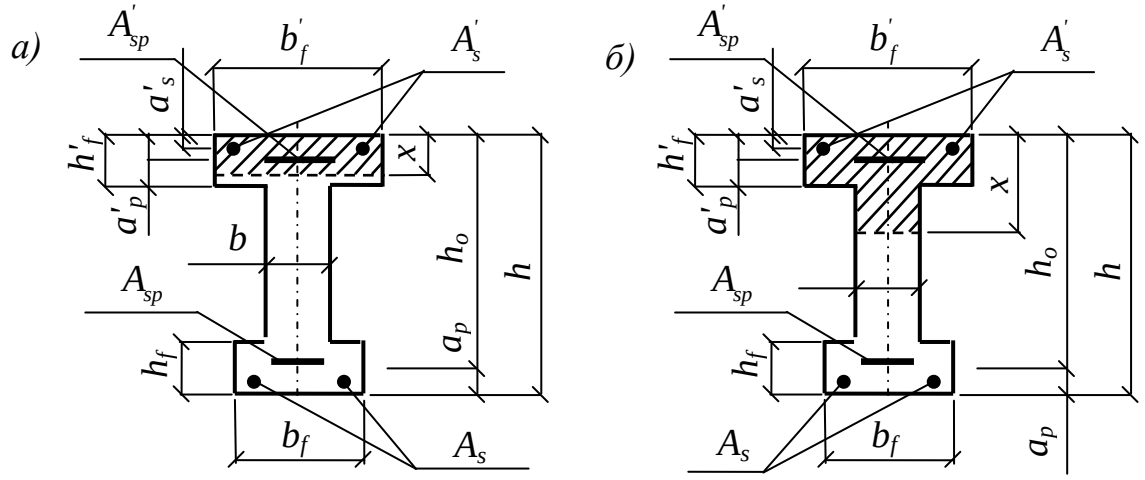



Рисунок 2.20 – Форма сжатой зоны в двутавровом сечении железобетонного элемента
*а - при расположении границы сжатой зоны в полке; б - то же, в ребре*

в формулах (2.124) – (2.128) $A_{ov} = (b_f^{'} - b) \cdot h_f^{'}$, $A_{ov}$ - площадь сечения свесов сжатой полки, равная;

при $\xi_1 > \xi_R$ - из условия

$$M \le \frac{2a_m + a_R}{3} R_b b h_o^2 + R_b A_{ov} \left(h_o - 0{,}5 h_f^{'}\right) + R_{sc} A_s^{'} \left(h_o - a^{'}{}_s\right) + \sigma_{sc} A_{sp}^{'} \left(h_o - a_p^{'}\right), \qquad (2.129)$$

где $a_m = \xi_1(1- \xi_1/2)$; $a_R = \xi_R(1- \xi_R/2)$.

При переменной высоте свесов полки значение $h_f^{'}$ принимается равной средней высоте свесов. Ширина сжатой полки $b_f^{'}$ вводимая в расчет, не должна превышать значений, приведенных ниже.

При напрягаемой арматуре растянутой зоны класса А540 коэффициент $\gamma_{s3}$ в формуле (2.126) не учитывается, а значение $(2a_m + a_R)/3$ в условии (2.129) заменяется на $a_R$.

Требуемая площадь сечения сжатой ненапрягаемой арматуры определяется по формуле

$$A_s^{'} = \frac{M - a_R R_b b h_o^2 - R_b \left(b_f^{'} - b\right) h_f^{'} \left(h_o - 0{,}5 h_f^{'}\right) - \sigma_{sc} A_{sp}^{'} \left(h_o - a_p^{'}\right)}{R_{sc} \left(h_o - a_s^{'}\right)}, \qquad (2.130)$$

где $a_R = \xi_R(1-0{,}5\xi_R)$; $\xi_R$ – по формуле (2.109) или по табл. 17 приложения.

При этом, если $\xi_R = h_f^{'} / h_o$, значение $A_s^{'}$ определяется как для прямоугольного сечения шириной $b = b_f^{'}$ по формуле (2.119).

Требуемая площадь сечения напрягаемой арматуры растянутой зоны определяется следующим образом:

а) если граница сжатой зоны проходит в полке, т.е. соблюдается условие

$$M \le R_b b_f^{'} h_f^{'} \left(h_o - 0{,}5 h_f^{'}\right) + R_{sc} A_s \left(h_o - a_s^{'}\right) + \sigma_{sc} A_{sp}^{'} \left(h_o - a_p^{'}\right), \qquad (2.131)$$

площадь сечения напрягаемой арматуры определяется как для прямоугольного сечения шириной $b = b_f^{'}$ по формулам (2.118) и (2.120);

б) если граница сжатой зоны проходит в ребре, т.е. условие (2.131) не соблюдается, площадь сечения напрягаемой арматуры определяется по формуле

$$A_{sp} = \frac{\xi R_b b h_o + R_b A_{ov} + \sigma_{sc} A_{sp}^{'} + R_{sc} A_s^{'} - R_s A_s}{\gamma_{s3} R_s}, \qquad (2.132)$$

где $\xi = 1 - \sqrt{1 - 2a_m}$;

$$a_m = \frac{M - R_b A_{ov}\left(h_o - 0{,}5h_f^{'}\right) - R_{sc} A_s^{'}\left(h_o - a_s^{'}\right) - \sigma_{sc} A_{sp}^{'}\left(h_o - a_p^{'}\right)}{R_b b h_o^2}, \qquad (2.133)$$

$\gamma_{s3}$ – по формуле (2.110) или по рекомендациям, приведенным выше к формуле (2.110); $A_{ov} = (b_f^{'} - b) \cdot h_f^{'}$.

При этом должно соблюдаться условие $\xi \le \xi_R$. В противном случае площадь сечения сжатой арматуры должна быть определена по формуле (2.130).

Вводимая в расчет ширина сжатой полки $b_f^{'}$ принимается из условия, что ширина свеса полки в каждую сторону от ребра должна быть не более 1/6 пролета элемента и не более:

а) при наличии поперечных ребер или при $h_f^{'}$ > 0,1$h$ - 1/2 расстояния в свету между продольными ребрами;

б) при отсутствии поперечных ребер (или при расстояниях между ними больших, чем расстояния между продольными ребрами) и $h_f^{'}$ < 0,1$h$ - 6$h_f^{'}$;

в) при консольных свесах полки:

при $h_f^{'} \ge 0{,}1h$ - 6$h_f^{'}$; при $0{,}05h \le h_f^{'}$; < 0,1$h$ - 3$h_f^{'}$;

при $h_f^{'}$ < 0,05$h$ - свесы не учитываются.

**Примеры расчета - *тавровые и двутавровые сечения*.**

*Пример 24*. *Дано:* размеры сечения $b_f^{'}$ = 1120 мм, $h_f^{'}$ = 30 мм, $b$ = 100 мм, $h$ = 300 мм; $a$ = 30 мм; бетон класса В25 ($R_b$= 14,5 МПа); напрягаемая арматура класса А600 ($R_s$= 520 МПа); изгибающий момент $M$ = 32 кН·м.

*Требуется* определить площадь сечения арматуры.

*Расчет*.

Определяем рабочую высоту сечения $h_o = h - a = 30 - 3 = 27$ см. Расчет ведем в предположении, что сжатой ненапрягаемой арматуры не требуется.

Проверяем условие (2.131):

$R_b b_f^{'} h_f^{'}\left(h_o - 0{,}5h_f^{'}\right) = 1{,}45 \cdot 112 \cdot 3 \cdot \left(27 - 0{,}5 \cdot 3\right) = 124{,}2$ кНм $> M = 32$ кНм, то есть граница сжатой зоны проходит в полке, и расчет производим как для прямоугольного сечения шириной $b = b_f^{'}$ =112 см.

Определим значение $a_m$ по формуле (2.117):

$$a_m = \frac{M}{R_b b h_o^2} = \frac{3200}{1,45 \cdot 112 \cdot 27^2} = 0,027.$$

По табл. 17 приложения при классе арматуры А600 и $\sigma_{sp}/R_s = 0,6$ находим $\xi_R = 0,43$. Тогда $a_R = \xi_R(1- \xi_R/2) = 0,43(1-0,43/2) = 0,338 > a_m = 0,027$, т.е. сжатой арматуры действительно не требуется, и площадь сечения арматуры вычисляем по формуле (2.118).

Для этого определяем $\xi = 1 - \sqrt{1 - 2a_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,027} = 0,0274$ и коэффициент $\gamma_{s3}$. Так как $\xi/\xi_R = 0,0274/0,43 < 0,6$ принимаем $\gamma_{s3}=1,1$.

Тогда при $A_s = 0 \rightarrow A_{sp} = \frac{\xi R_b b h_o}{\gamma_{s3} R_s} = \frac{0,0274 \cdot 1,45 \cdot 112 \cdot 27}{1,1 \cdot 52} = 2,1 \text{см}^2$.

Принимаем 2∅12 А600 ($A_{sp}$ = 2,26 см$^2$).

*Пример 24*. *Дано:* размеры сечения $b_f^{'}$=280 мм, $h_f^{'}$=200 мм, $b$=80 мм, $h$=900 мм; $a$=72 мм, $a'$=40 мм; бетон класса В30 ($R_b$=17 МПа); напрягаемая арматура в растянутой зоне класса А600 ($R_s$ =520 МПа) площадью сечения $A_{sp}$=20,36 см$^2$ (8∅18); ненапрягаемая сжатая арматура класса А400 ($R_{sc}$ =355 МПа) площадью сечения $A_s^{'}$=2,26 см$^2$ (2∅12); предварительное напряжение арматуры при $\gamma_{sp}$ = 0,9 с учетом всех потерь $\sigma_{sp}$ =320 МПа; изгибающий момент $M$ =790 кНм.

*Требуется* проверить прочность сечения.

*Расчет*.

Определяем рабочую высоту сечения $h_o$ = 90 – 7,2 = 82,8 см. Проверяем условие (2.123), принимая $\gamma_{s3}$ = 1,0:

$R_b b_f^{'} h_f^{'} + R_{sc} A_s^{'} = 1,7 \cdot 28 \cdot 20 + 35,5 \cdot 2,26 = 1032,2$ кН $< \gamma_{s3} R_s A_{sp} =$

=52·20,36=1058,7 кН, то есть условие (2.123) не соблюдается; при $\gamma_{s3}$>1 это условие тем более не будет соблюдаться и, следовательно, граница сжатой зоны проходит в ребре.

Площадь сечения сжатых свесов полки равна $A_{ov} = (b_f^{'} - b) h_f^{'} = (28 - 8) \cdot 20 = 400 \text{см}^2$.

По формуле (2.124) определяем значение $\xi_1$:

$$\xi_1 = \frac{R_s A_{sp} - R_b A_{ov} - R_{sc} A_s}{R_b b h_o} = \frac{52 \cdot 20,36 - 1,7 \cdot 400 - 35,5 \cdot 2,26}{1,7 \cdot 8 \cdot 82,8} = 0,265.$$

Из табл. 17 приложения при классе арматуры А600 и $\sigma_{sp}/R_s$ = 320/520 = 0,615 находим $\xi_R$ = 0,433.

Поскольку $\xi_1$ = 0,265 < $\xi_R$ =0,433, расчет ведем из условия (2.125).

Определяем коэффициент $\gamma_{s3}$ по формуле (2.127), предварительно вычислив

$$a_{ov} = (R_b A_{ov} + R_{sc} A_s^{'}) \cdot (R_b b h_o) = (1,7 \cdot 400 + 35,5 \cdot 2,26) \cdot (1,7 \cdot 8 \cdot 82,8) = 0,675;$$

$$\gamma_{s3} = \frac{5\xi_R + a_{ov}}{4\xi_R + \xi_1 + a_{ov}} = \frac{5 \cdot 0,433 + 0,675}{4 \cdot 0,433 + 0,265 + 0,675} = 1,063 < 1,1.$$

Высота сжатой зоны равна

$$x=\frac{\gamma_{s3}R_sA_{sp}-R_bA_{ov}-R_{sc}A_s^{'}}{R_bb}=\frac{1,063\cdot 52\cdot 20,36-1,7\cdot 400-35,5\cdot 2,26}{1,7\cdot 8}=26,8\,\text{см}.$$

Тогда $R_bbx\left(h_o-0,5x\right)+R_bA_{ov}\left(h_o-0,5h_f^{'}\right)+R_{sc}A_s^{'}\left(h_o-a_s^{'}\right)=1,7\cdot 8\cdot 26,8\cdot$

$\cdot\left(82,8-0,5\cdot 26,8\right)+1,7\cdot 400\cdot\left(82,8-0,5\cdot 20\right)+35,5\cdot 2,26\left(82,8-4\right)=$

=81120 кНсм=811,2 кНм>790 кНм, т. е. прочность сечения обеспечена.

*Пример 25*. *Дано*: размеры сечения $b_f^{'}$ =280 мм, $h_f^{'}$ =200 мм, *b*=80 мм, *h*=900мм; *a*=90 мм; $a_s^{'}$ =40 мм; бетон класса В35 ($R_b$=19,5 МПа); напрягаемая арматура в растянутой зоне класса К1400 ($R_s$=1170 МПа); ненапрягаемая сжатая арматура класса А400 ($R_s$ = 355 МПа) площадью сечения $A_s^{'}$ = 2,26 см$^2$ (2∅12); изгибающий момент *M*=1000 кНм. *Требуется* подобрать сечение напрягаемой арматуры.

*Расчет*.

Определяем рабочую высоту сечения $h_o$ = *h* - *a* = 90 – 9 = 81 см.

Проверяем условие (2.131):

$R_bb_f^{'}h_f^{'}\left(h_o-0,5h_f^{'}\right)+R_{sc}A_s^{'}\left(h_o-a_s^{'}\right)=1,95\cdot 28\cdot 20\cdot\left(810-0,5\cdot 200\right)+$

$+35,5\cdot 2,26\left(81-4\right)=83700\ \text{кНсм}=837\ \text{кНм}<M=1000\ \text{кНм}$, то есть граница сжатой зоны проходит в ребре, и поэтому требуемую арматуру определяем по формуле (2.132).

Площадь сжатых свесов полки равна

$A_{ov}=(b_f^{'}-b)h_f^{'}=$ = (28 - 8)·20 = 400 см$^2$.

По формуле (2.133) определяем значение $a_m$:

$$a_m=\frac{M-R_bA_{ov}\left(h_o-0,5h_f^{'}\right)-R_{sc}A_s^{'}\left(h_o-a_s^{'}\right)}{R_bbh_o^2}=$$

$$=\frac{100000-1,95\cdot 400\cdot\left(81-0,5\cdot 20\right)-25,5\cdot 2,26\left(81-4\right)}{1,95\cdot 8\cdot 81^2}=0,3756.$$

Тогда $\xi=1-\sqrt{1-2a_m}=1-\sqrt{1-2\cdot 0,3756}=0,501.$

Из табл. 17 приложения при классе арматуры К1400 и при $\sigma_{sp}/R_s$ = 0,6 находим $\xi_R$ = 0,34.

Так как $\xi$ = 0,501 > $\xi_R$ = 0,34, сжатой арматуры поставлено недостаточно, и необходимую ее площадь определяем по формуле (2.130), принимая $a_R$ = $\xi_R\cdot(1-0,5\xi_R)$ = 0,34·(1-0,5·0,34) = 0,282,

$$A_s^{'}=\frac{M-a_RR_bbh_o^2-R_bA_{ov}\left(h_o-0,5h_f^{'}\right)}{R_{sc}\left(h_o-a_s^{'}\right)}=$$

$$=\frac{100000-0,282\cdot 1,95\cdot 8\cdot 81^2-1,95\cdot 400\cdot\left(81-0,5\cdot 20\right)}{35,5\cdot\left(81-4\right)}=5,76\ \text{см}^2.$$

Сжатую арматуру принимаем в виде 2∅20 ($A_s^{'}$ = 6,28 см$^2$ > 5,76 см$^2$) и снова аналогично определяем значение $\xi$

$$a_m = \frac{100000 - 1{,}95 \cdot 400 \cdot 71 - 35{,}5 \cdot 6{,}28 \cdot 77}{1{,}95 \cdot 8 \cdot 81^2} = 0{,}268.$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0{,}268} = 0{,}319.$$

По формуле (2.110) определяем $\gamma_{s3}$

$\gamma_{s3} = 1{,}25 - 0{,}25 \cdot (\xi / \xi_R) = 1{,}25 - 0{,}25 \cdot (0{,}319 / 0{,}34 = 1{,}015.$ Тогда

$$A_{sp} = \frac{\xi R_b b h_o + R_b A_{ov} + R_{sc} A_s^{'}}{\gamma_{s3} R_s} =$$

$$= \frac{0{,}319 \cdot 1{,}95 \cdot 8 \cdot 81 + 1{,}95 \cdot 400 + 35{,}5 \cdot 6{,}28}{1{,}015 \cdot 117} = 11{,}84 \text{ см}^2.$$

Принимаем 9∅15 ($A_{sp}$ = 12,74 см$^2$).

### 2.2.3 Расчет предварительно напряженных элементов в стадии предварительного обжатия

При расчете элемента в стадии предварительного обжатия усилие в напрягаемой арматуре вводится в расчет как внешняя продольная сила, равная

$$N_p = (\sigma_{sp}^{'} - 330) \cdot A_{sp}^{'} + \sigma_{sp} \cdot A_{sp},, \qquad (2.134)$$

где $A_{sp}^{'}$ и $A_{sp}$ - площадь напрягаемой арматуры, расположенной соответственно в наиболее обжатой и в растянутой (менее обжатой) зонах сечения; $\sigma_{sp}^{'}$ и $\sigma_{sp}$ - предварительные напряжения с учетом первых потерь и коэффициента $\gamma_{sp}$ = 1,1 в арматуре с площадью сечения $A_{sp}^{'}$ и $A_{sp}$.

При этом расчете расчетное сопротивление бетона сжатию $R_b^{(p)}$ определяют по табл. 4 приложения при классе бетона, численно равном передаточной прочности бетона $R_{bp}$, используя линейную интерполяцию.

Расчетное сопротивление ненапрягаемой арматуры, расположенной в наиболее обжатой зоне площадью сечения $A_s^{'}$ принимается не более 330 МПа. При центральном обжатии элемента расчет прочности в этой стадии может не производиться.

Расчет элементов прямоугольного сечения, а также таврового сечения с полкой в менее обжатой зоне (рис. 2.21) в стадии обжатия производится из условия

$$N_p e \le R_b^{(p)} b x \left(h_o - 0{,}5x\right) + R_{sc} A_s^{'} \left(h_o - a^{'}\right), \qquad (2.135)$$

где высота сжатой зоны $x$ определяется в зависимости от величины $\xi_R$, определяемой по ненапрягаемой арматуре менее обжатой зоны площадью сечения $A_s$:

а) при $\xi = \dfrac{N_p + R_s A_s - R_{sc} A_s^{'}}{R_b^{(p)} b h_o} \le \xi_R \quad \rightarrow x = h_o/\xi$

б) при $\xi > \xi_R$ $\rightarrow$ $$x = \frac{N_p + R_s A_s \dfrac{1+\xi_R}{1-\xi_R} - R_{sc} A_s^{'}}{R_b^{(p)} b + \dfrac{2R_s A_s}{h_o (1-\xi_R)}}; \qquad (2.136)$$

$e$ – по формуле (2.138); значение $\xi_R$ можно также определять по табл. 11 приложения.

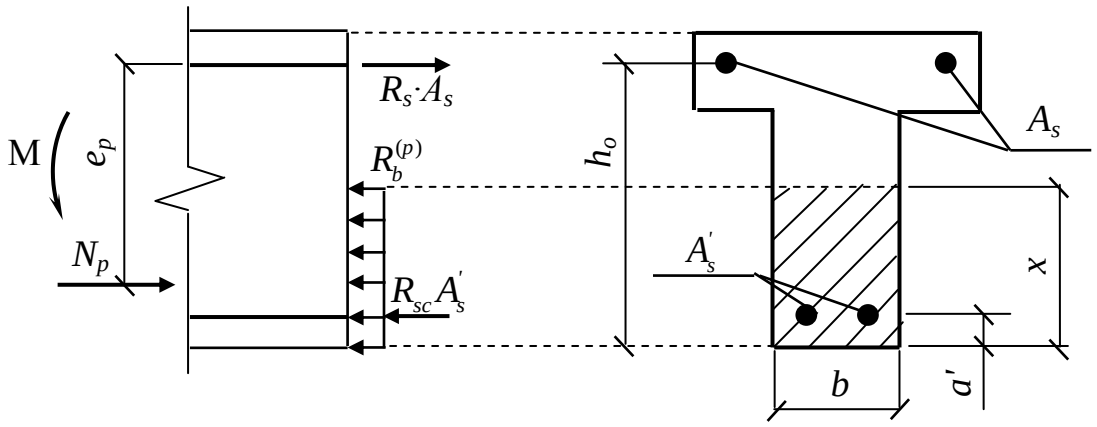



Рисунок 2.21 – Схема усилий в поперечном сечении железобетонного элемента с прямоугольной сжатой зоной в стадии предварительного обжатия

Расчет элементов двутаврового, а также таврового сечения с полкой в более обжатой зоне в стадии обжатия производится в зависимости от положения границы сжатой зоны:

а) если граница сжатой зоны проходит в полке, т.е. соблюдается условие

$$N_p \le R_b^{(p)} b_f^{'} h_f^{'} - R_s A_s + R_{sc} A_s^{'}, \qquad (2.137)$$

расчет производится как для прямоугольного сечения шириной $b_f^{'}$;

б) если граница сжатой зоны проходит в ребре (рис. 2.22), т.е. условие (2.137) не соблюдается, расчет производится из условия

$$N_p e \le R_b^{(p)} b x (h_o - 0{,}5x) + R_b^{(p)} (b_f^{'} - b) h_f^{'} (h_o - 0{,}5 h_f^{'}) + R_{sc} A_s^{'} (h_o - a'), \qquad (2.138)$$

где высота сжатой зоны $x$ определяется по формулам:

- при $\xi = \dfrac{N_p + R_s A_s - R_{sc} A_s^{'} - R_b^{(p)} (b_f^{'} - b) h_f^{'}}{R_b^{(p)} b h_o} \le \xi_R$

(где $\xi_R$ - по формуле (2.110)); $x = \xi h_o$.

- при $\xi > \xi_R$

$$x = \frac{N_p + R_s A_s \dfrac{1+\xi_R}{1-\xi_R} - R_{sc} A_s^{'} - R_b^{(p)} (b_f^{'} - b) h_f^{'}}{R_b^{(p)} b + \dfrac{2R_s A_s}{h_o (1-\xi_R)}}; \qquad (2.139)$$

$e$ – по формуле (2.140).

Значение $e$ в условиях (2.135) и (2.138) определяется по формуле

$$e = e_p \pm M / N_p, \qquad (2.140)$$

где $e_p$ - расстояние от точки приложения силы $N_p$ до центра тяжести ненапрягаемой арматуры менее обжатой зоны;

$M$ - момент от собственного веса элемента, действующий в стадии изготовления; знак "плюс" принимается, если момент $M$ растягивает менее обжатую зону, знак "минус" - если сжимает эту зону.

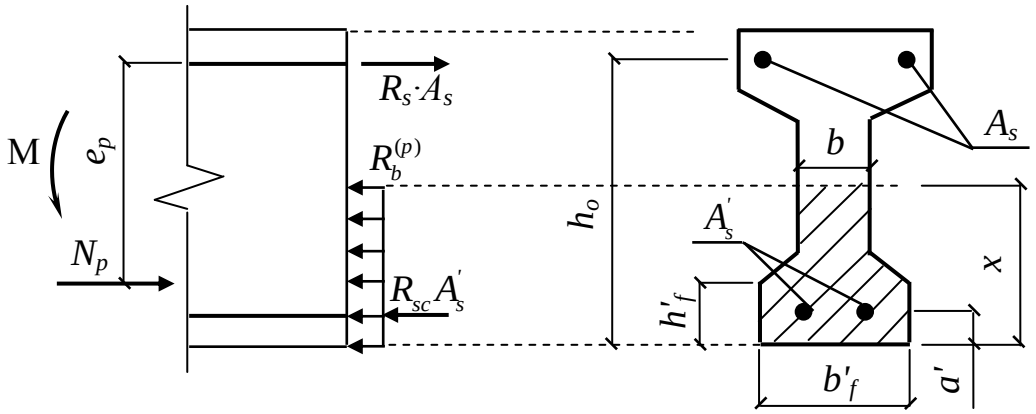



Рисунок 2.22 – Схема усилий в поперечном сечении железобетонного элемента с полкой в сжатой зоне в стадии предварительного обжатия

При этом рассматривается сечение в месте строповки элемента (рис. 2.23, *а*), или, если это сечение пересекает зону передачи напряжений, сечение в конце этой зоны (рис. 2.23, *б*).

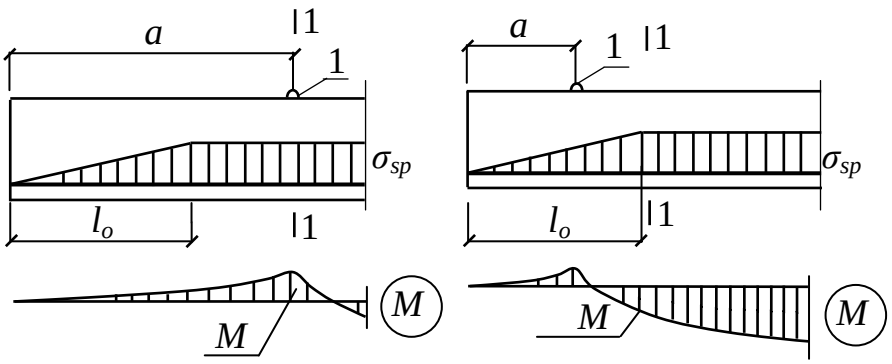



Рисунок 2.23 – К определению момента $M$ при расчете в стадии предварительного обжатия
*а) - когда $a > l_p$ б) - когда $a < l_p$; 1-1 -расчетное сечение;1 - монтажная петля*

В обоих случаях, если момент $M$ растягивает верхнюю (менее обжатую) зону, его следует учитывать с коэффициентом динамичности 1,4 и коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f$ = 1,1; в противном случае - без коэффициента динамичности и при $\gamma_f$ = 0,9.

### *Примеры расчета*

*Пример 26. Дано.* Ребристая плита покрытия длиной 12м с поперечным сечением ребра по рис. 2.24. Напрягаемая арматура из канатов класса К1400 ∅15. Предварительное напряжение с учетом первых потерь при $\gamma_{sp}$=1,1 $\sigma_{sp(1)}$ =900 МПа. Передаточная прочность бетона $R_{bp}$ = 25 МПа. Масса плиты 7,4 т. Монтажные петли расположены на расстоянии 1000 мм от торца плиты.

*Требуется* проверить прочность плиты в стадии обжатия.

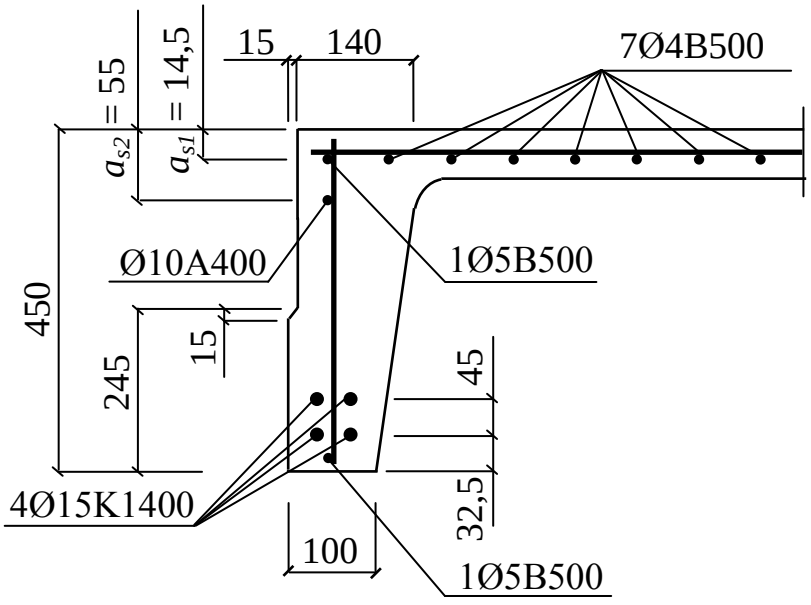



Рисунок 2.24 – Сечение и армирование плиты

*Расчет.* Из рис. 2.24 видно, что напрягаемая арматура в виде 4∅15 располагается только в наиболее обжатой зоне, т. е. $A'_{sp}$ = 5,66 см$^2$, $A_{sp}$ = 0,0.

Тогда усилие обжатия согласно формуле (2.134) равно

$N_p = (\sigma'_{sp} - 330) \cdot A'_{sp}$ = (90-33)·5,66 = 322,6 кН.

Ненапрягаемую арматуру 1∅5 B500, расположенную в наиболее обжатой зоне, в расчете не учитываем, поскольку она не удовлетворяет конструктивным требованиям, т.е. $A_s$ = 0,0.

В менее обжатой зоне располагается ненапрягаемая арматура 1∅10 A400 ($A_{s1}$ = 7,85 см$^2$), и (∅5+7∅4) B500 ($A_{s2}$ = 1,96 + 8,79 = 10,75 см$^2$). Расстояние центра тяжести этой арматуры от верхней грани равно:

$$a = \frac{A_{s1}a_{s1} + A_{s2}a_{s2}}{A_{s1} + A_{s2}} = \frac{0,785 \cdot 5,5 + 1,076 \cdot 1,45}{0,785 + 1,076} = 3,16 \text{ см}.$$

Следовательно, $h_o = h - a$ = 45 – 3,16 = 41,8 см.

Определяем расстояние центра тяжести напрягаемой арматуры от нижней грани равно $a'_p$ = 3,25 + 4,5/2 = 5,5 мм. Тогда значение $e_p = h_o - a_p$ = 41,8 – 5,5 = 36,3 см.

Равномерно распределенная нагрузка от половины веса плиты с учетом того, что при определении нагрузки от собственного веса удельный вес конструкции в кН/м$^3$ допускается принимать равным 0,01 от плотности в кг/м$^3$.

$$q = \frac{7400}{12} \cdot \frac{0,01}{2} = 3,08 \text{ кН/м}.$$

Значение $R_{bt}$, соответствующее передаточной прочности бетона $R_{bp}$ = 25 МПа, т.е. при B25, равно $R_{bt}$ = 1,05 МПа. Тогда $R_{bond} = \eta R_{bt}$ = 2,2-1,05 = 2,31 МПа.

Определяем длину зоны передачи напряжения

$$l_p = \frac{\sigma_{sp}}{4R_{bond}} d_s = \frac{900}{4 \cdot 2{,}31} 1{,}5 = 146{,}1 \text{ см} = 1{,}46 \text{ м}.$$

Поскольку $l_p$ = 1,46 м больше расстояния монтажной петли от торца $a$ = 1м, проверяем сечение в конце зоны передачи напряжения, где усилие обжатия используется полностью. В этом сечении при подъеме плиты действует момент от собственного веса, растягивающий нижнюю наиболее обжатую зону. При этом коэффициент динамичности не учитывается, а коэффициент надежности по нагрузке принимается равным $\gamma_f$ = 0,9, т.е. $q$ = 3,08·0,9 = 2,77 кН/м. Определим этот момент по формуле

$M = q(l_p\text{-}a)[l\text{-}2a\text{-}(l_p\text{-}a)]/2\text{-}qa^2/2 = 2{,}77 \cdot 0{,}46 \cdot (12 - 2 \cdot 1 - 0{,}46)/2 - 2{,}77 \cdot 1^2/2 = 4{,}7$ кНм.

Определяем момент $N_p e$, принимая значение $M$ со знаком "минус"

$N_p.e = Np \cdot e_p - M = 322{,}6 \cdot 0{,}363 - 4{,}7 = 112{,}4$кНм.

Расчетное сопротивление бетона, соответствующее передаточной прочности бетона $R_{bp}$, согласно табл. 4 приложения равно $R_b^{(p)} = 14{,}5$ МПа.

Поскольку ширина ребра $b$ переменна, принимаем в первом приближении ширину ребра посредине высоты сжатой зоны равной $\xi_R h_o$. Из табл. 11 приложения принимаем значение $\xi_R$ по арматуре класса В500 как минимальное, т.е. $\xi_R$ = 0,502.

Тогда $b = 10 + \frac{1{,}5 + 14 - 10}{45 - 3} \cdot \frac{0{,}502 \cdot 41{,}8}{2} = 11{,}37$ см.

Значение $\xi$ при $A_s^{'} = 0$ и $R_s A_s$ = 35,5·7,85 + 41,5·10,76 = 72,52 кН равно

$$\xi = \frac{N_p + R_s A_s}{R_b^{(p)} b h_o} = \frac{322{,}6 + 35{,}5 \cdot 7{,}85}{1{,}45 \cdot 11{,}37 \cdot 41{,}8} = 0{,}573$$

Поскольку $\xi$ = 0,573 > $\xi_R$ = 0,502, высоту сжатой зоны определяем по формуле (2.136)

$$x = \frac{N_p + R_s A_s \frac{1 + \xi_R}{1 - \xi_R}}{R_b^{(p)} b + \frac{2 R_s A_s}{h_o (1 - \xi_R)}} = \frac{322{,}6 + 35{,}5 \cdot 7{,}85 \cdot \frac{1 + 0{,}502}{1 - 0{,}502}}{1{,}45 \cdot 11{,}37 + \frac{2 \cdot 35{,}5 \cdot 7{,}85}{41{,}8 \cdot (1 - 0{,}502)}} = 23{,}08 \text{ см. см.}$$

При этом ширина ребра, принятая на уровне $0{,}5\xi_R h_o$ = 10,5 см, меньшем $x$/2 = 11,54 см, должна быть несколько увеличена. Не пересчитывая "в запас" эту ширину ребра, проверим прочность плиты в стадии обжатия из условия (2.135): $R_b^{(p)} b x \left(h_o - 0{,}5x\right) = 1{,}45 \cdot 11{,}37 \cdot 23{,}08$ (41,8-0,5 · 23,08) = 11514 кНсм = =115,4 кНм>$N_p$·e=112,4 кНм, то есть прочность в стадии обжатия обеспечена.

### 2.2.4 Расчет нормальных сечений на основе нелинейной деформационной модели

При расчете по прочности усилия и деформации в нормальном сечении определяют на основе нелинейной деформационной модели, использующей уравнения равновесия внешних сил и внутренних усилий в сечении элементов, а также следующие положения:

– распределение относительных деформаций бетона и арматуры по высоте сечения элемента принимают по линейному закону (гипотеза плоских сечений;

– связь между осевыми сжимающими напряжениями бетона $\sigma_b$ и относительными его деформациями $\varepsilon_b$ принимают в виде двухлинейной диаграммы (рис. 2.25), согласно которой напряжения $\sigma_b$ определяются следующим образом:

при $0 \le \varepsilon_b \le \varepsilon_{b1,red} \rightarrow \sigma_b = E_{b,red}\,\varepsilon_b$; при $\varepsilon_{b1,red} < \varepsilon_b \le \varepsilon_{b2} \rightarrow \sigma_b = R_b$;

где $E_{b,red}$ - приведенный модуль деформации бетона, равный

$E_{b,red} = R_b / \varepsilon_{b1,red}$; $\varepsilon_{b1,red} = 0{,}0015$; $\varepsilon_{b2} = 0{,}0035$; $R_b$ - см. табл. 4 приложения;

– сопротивление бетона растянутой зоны не учитывается (то есть принимается $\sigma_b = 0{,}0$);

– связь между напряжениями арматуры $\sigma_s$ и относительными деформациями арматуры от внешней нагрузки $\varepsilon_s$ принимают: для ненапрягаемой арматуры с физическим пределом текучести в виде двухлинейной диаграммы (рис. 2.26), согласно которой напряжения $\sigma_s$ принимают равными:

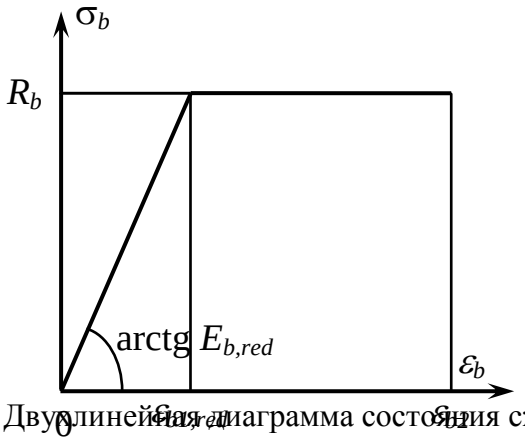



Рисунок 2.25 – Двухлинейная диаграмма состояния сжатого бетона

при $0 \le \varepsilon_s \le \varepsilon_{s0} \rightarrow \sigma_s = E_s\,\varepsilon_s$;

при $\varepsilon_{s0} < \varepsilon_s \le \varepsilon_{s2} \rightarrow \sigma_s = R_s$, где $\varepsilon_{s0} = R_s / E_s$: $\varepsilon_{s2} = 0{,}025$; $R_s$ - см. табл. 9 приложения; $E_s$ - см. табл. 10 приложения;

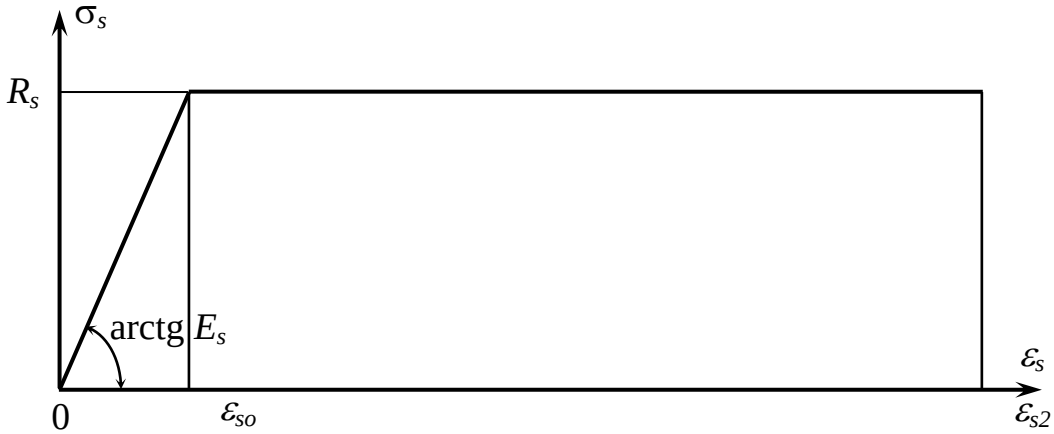



Рисунок 2.26 – Двухлинейная диаграмма состояния арматуры с физическим пределом текучести

для ненапрягаемой арматуры с условным пределом текучести в виде трехлинейной диаграммы (рис. 2.27), согласно которой напряжения $\sigma_s$ принимают равными:

при $0 \le \varepsilon_s \le \varepsilon_{s1} \rightarrow \sigma_s = E_s \varepsilon_s$;

при $\varepsilon_{s1} < \varepsilon_s \le \varepsilon_{s2} \rightarrow \sigma_s = (0{,}1\frac{\varepsilon_s - \varepsilon_{s1}}{\varepsilon_{s0} - \varepsilon_{s1}} + 0{,}9)R_s$, но не более $1{,}1R_s$,

где $\varepsilon_{s1} = 0{,}9R_s / E_s$; $\varepsilon_{s0} = R_s / E_s + 0{,}002$; $\varepsilon_{s2} = 0{,}015$;

для напрягаемой арматуры любых видов связь между напряжениями $\sigma_s$ и деформациями от внешней нагрузки $\varepsilon_s$ принимают по вышеприведенными зависимостям, заменяя для стержней растянутой зоны значение $\varepsilon_s$ на $\varepsilon_s + \sigma_{sp} / E_s$, где $\sigma_{sp}$ -предварительное напряжение арматуры с учетом $\gamma_{sp} = 0{,}9$;

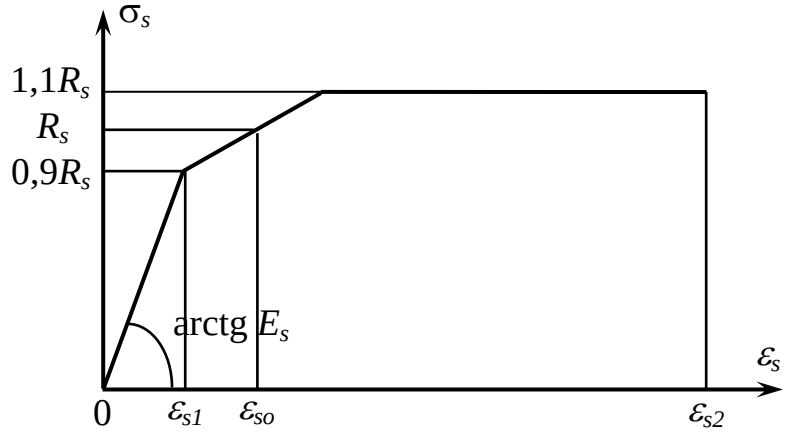



Рисунок 2.27 – Трехлинейная диаграмма состояния арматуры с условным пределом текучести

для стержней сжатой зоны $\varepsilon_s$ на $\varepsilon_s$ - $\sigma_{sp} / E_s$, где $\sigma_{sp}$ принимается с учетом $\gamma_{sp} = 1{,}1$; при этом для стержней растянутой зоны трехлинейная диаграмма $\sigma_s$ - $\varepsilon_s$ приобретает вид согласно рис. 2.28.

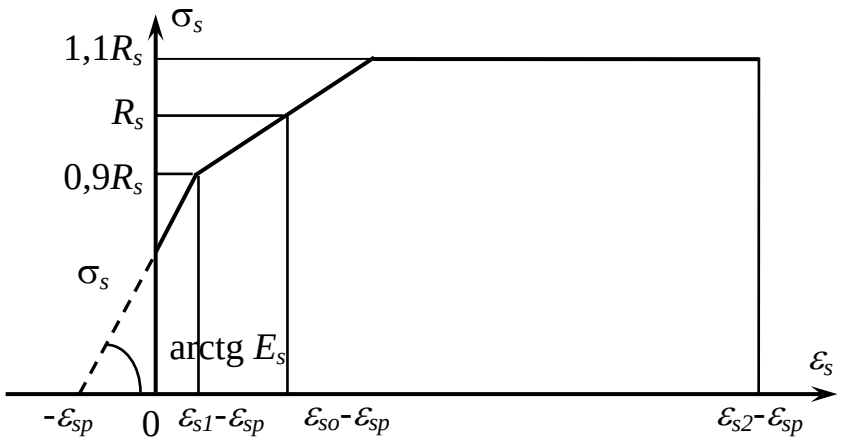



Рисунок 2.28 – Трехлинейиая диаграмма состояния арматуры с условным пределом текучести при учете предварительного напряжения (здесь $\varepsilon_s$ - деформация арматуры от внешней нагрузки)

Переход от эпюры напряжений в бетоне к обобщенным внутренним усилиям рекомендуется осуществлять с помощью процедуры численного интегрирования по нормальному сечению. Для этого нормальное сечение в направлении плоскости изгиба (нормальной нейтральной оси) разделяется на участки малой ширины, напряжения в которых принимают равномерно распределенными и соответствующими деформациям на уровне середины ширины участка.

В общем случае положение нейтральной оси и максимальные деформации изгибаемых элементов определяют из уравнений равновесия внешних и внутренних усилии:

$$M_x = \Sigma\sigma_{bi}A_{bi}z_{bxi} + \Sigma\sigma_{sj}A_{sj}z_{sxj}; \quad (2.141)$$

$$M_y = \Sigma\sigma_{bi}A_{bi}z_{byi} + \Sigma\sigma_{sj}A_{sj}z_{syj}; \quad (2.142)$$

$$\Sigma\sigma_{bi}A_{bi} + \Sigma\sigma_{sj}A_{sj} = 0, \quad (2.143)$$

где $M_x$ и $M_y$ - изгибающие моменты, действующие в плоскостях выбранных координатных осей соответственно $x$ и $y$;

$A_{bi}$, $z_{bxi}$, $z_{byi}$, $\sigma_{bi}$ – площадь, координаты центра тяжести $i$-того участка бетона и напряжение на уровне его центра тяжести;

$A_{sj}$, $z_{sxj}$, $z_{syj}$, $\sigma_{sj}$ – площадь, координаты центра тяжести $j$-того стержня и напряжение в нем.

Напряжения $\sigma_{bi}$ и $\sigma_{sj}$ определяются в соответствии с диаграммами на рис. 2.25-2.28.

Растягивающие напряжения арматуры $\sigma_{sj}$ следует учитывать в уравнениях (2.141) – (2.142) со знаком "минус".

Координатные оси $x$ и $y$ рекомендуется проводить через центр тяжести наиболее растянутого стержня.

Расчет сечений изгибаемых нормальных железобетонных элементов по прочности производят из условий

$$\varepsilon_{b,max} \le \varepsilon_{b2}; \quad (2.144)$$

$$\left|\varepsilon_{s,max}\right| \le \varepsilon_{s2} - \varepsilon_{sp}, \quad (2.145)$$

где $\varepsilon_{b,max}$ и $\varepsilon_{s,max}$ – относительные деформации соответственно наиболее сжатого волокна бетона и наиболее растянутого стержня арматуры от действия внешних нагрузок, определяемые из решения уравнений (2.143) - (2.144);

$\varepsilon_{sp}$ – относительное удлинение напрягаемой арматуры при нулевых деформациях окружающего бетона, равное $\varepsilon_{sp} = \sigma_{sp}/E_s$, где $\sigma_{sp}$ принимается с учетом $\gamma_{sp} = 0{,}9$;

$\varepsilon_{b2}, \varepsilon_{s2}$ – см. ниже.

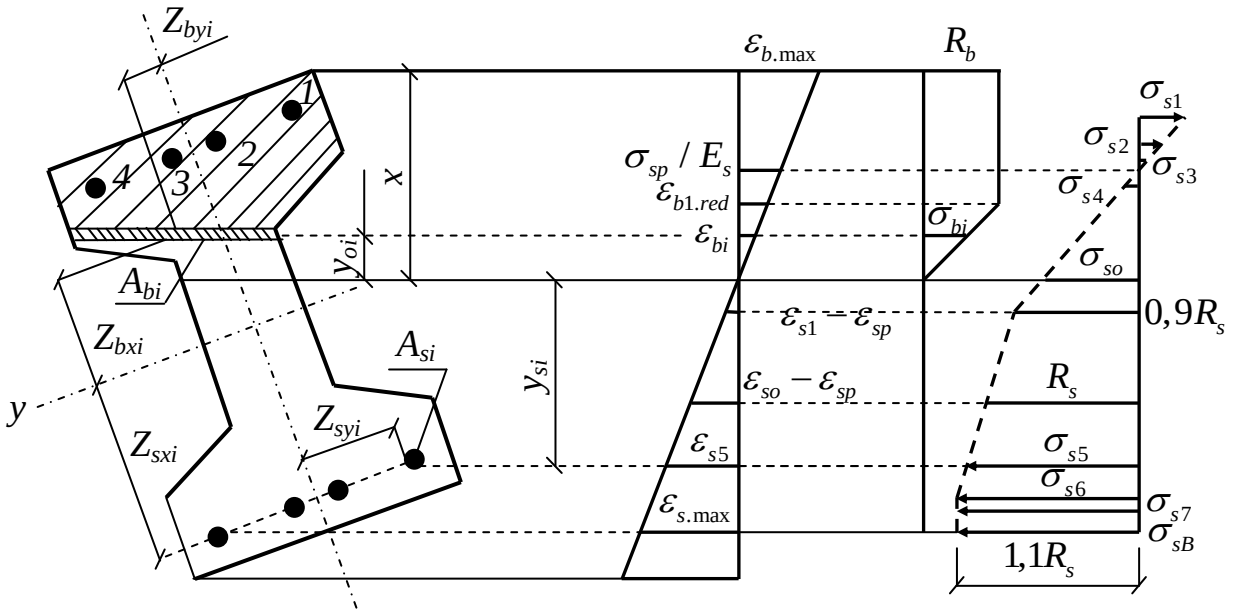



Рисунок 2.29 – Эпюры деформаций и напряжений бетона и арматуры
*а - эпюра деформаций; б – эпюра напряжений бетона; в - напряжения в стержнях напрягаемой арматуры с условным пределом текучести*

Расчет на основе нелинейной деформационной модели производится с помощью компьютерных программ.

При действии в нормальном сечении двух моментов $M_x$ и $M_y$ по обеим координатным осям $x$ и $y$ компьютерную программу рекомендуется составлять на основе следующего алгоритма:

1. Задаются направлением нейтральной оси: в 1-м приближении это направление определяется как для упругого материала, т.е. принимается угол наклона нейтральной оси к оси $y$ равным $\theta = \text{arctg}\frac{I_x}{I_y}\frac{M_y}{M_x}$.

2. Последовательными приближениями подбирают такую высоту сжатой зоны $x$ (см. рис. 2.29), при которой выполняется равенство (2.143); при этом в крайней сжатой точке принимается $\varepsilon_b = \varepsilon_{b2}$ , деформации сжатого бетона каждого $i$-того участка принимаются равными $\varepsilon_{bi} = \varepsilon_{b2}\, y_{bi}/x$, а деформации $j$-того стержня арматуры – $\varepsilon_{sj} = \varepsilon_{s2}\, y_{sj}/x$, где $y_{bi}$, $y_{sj}$ - расстояния от нейтральной оси до центра тяжести соответственно $i$-того участка бетона и $j$-ого стержня арматуры. В случае, если $\varepsilon_{s,max} > \varepsilon_{s2} - \varepsilon_{sp}$ принимается $\varepsilon_{s,max} = \varepsilon_{s2} - \varepsilon_{sp}$ и тогда $\varepsilon_{bi} = \varepsilon_{s,max}\, y_{si}/(h_o - x)$, где $h_o$ – расстояние между наиболее растянутым стержнем арматуры и наиболее сжатой точкой бетона в направлении, нормальном нейтральной оси. Напряжения $\sigma_{bi}$ и $\sigma_{sj}$ определяются в зависимости от соответствующих деформаций $\varepsilon_{bi}$ и $\varepsilon_{sj}$ по диаграммам на рис. 2.25-2.28.

3. По формулам (2.142) и (2.143) определяют моменты внутренних усилий $M_{x,ult}$ и $M_{y,ult}$. Если оба эти момента оказываются больше или меньше соответствующих внешних моментов $M_x$ и $M_y$, то прочность сечения считается соответственно обеспеченной или необеспеченной.

Если один из моментов (например $M_{y,ult}$) меньше соответствующего внешнего момента (т.е. $M_{y,ult} < M_y$), а другой больше (т.е. $M_{x,ult} > M_x$), задаются другим углом наклона нейтральной оси $\theta$ (большим, чем ранее принятый) и вновь проводят аналогичный расчет.

### 2.2.5 Расчет предварительно напряженных элементов при действии поперечных сил

Расчет элементов при действии поперечных сил должен обеспечить прочность:

– по полосе между наклонными сечениями;

– на действие поперечной силы по наклонному сечению;

– на действие момента по наклонному сечению.

#### 2.2.5.1 Расчет железобетонных элементов по полосе между наклонными сечениями

Расчет изгибаемых элементов по бетонной полосе между наклонными сечениями производят из условия

$$Q \le 0,3 R_b b h_o \qquad (2.146)$$

где $Q$ – поперченная сила в нормальном сечении, принимаемом на расстоянии от опоры не менее $h_o$.

При переменной ширине $b$ по высоте сечения в расчет (в формулу 2.146 и последующие) вводится ширина сечения на уровне середины высоты сечения без учета полок.

#### 2.2.5.2 Расчет железобетонных элементов по наклонным сечениям на действие поперечных сил

***Элементы постоянной высоты, армированные хомутами, нормальными к оси элемента***

Расчет изгибаемых элементов по наклонному сечению (рис. 2.30) производят из условия

$$Q \le Q_b + Q_{sw} \qquad (2.147)$$

где $Q$ – поперечная сила в наклонном сечении с длиной проекции $c$ от внешних сил, расположенных по одну сторону от рассматриваемого наклонного сечения; при вертикальной нагрузке, приложенной к верхней грани элемента, значение $Q$ принимается в нормальном сечении, проходящем на расстоянии $c$ от опоры, при этом следует учитывать возможность отсутствия временной нагрузки на приопорном участке длиной $c$;

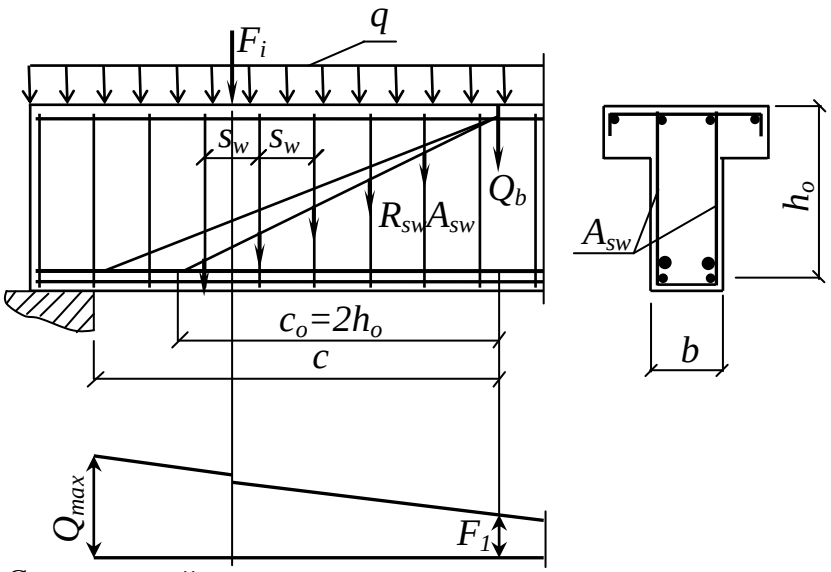



Рисунок 2.30 – Схема усилий в наклонном сечении элемента, армированного хомутами, при расчете на действие поперечной силы

$Q_b$ – поперечная сила, воспринимаемая бетоном в наклонном сечении;

$Q_{sw}$ – поперечная сила, воспринимаемая хомутами в наклонном сечении.

Поперечную силу $Q_b$ определяют по формуле

$$Q_b = \frac{M_b}{c}, \tag{2.148}$$

где $M_b = 1{,}5\varphi_n R_{bt} b h_o^2$; (2.149)

$$\varphi_n = 1 + 3\frac{N_p}{N_b} - 4\left(\frac{N_p}{N_b}\right)^2; \tag{2.150}$$

$N_p = 0{,}7P$; $P$ - усилие обжатия от напрягаемой арматуры, расположенной в растянутой зоне; $N_b = 1{,}3R_bA_1$, но не менее $N_p$; $A_1$ - площадь бетонного сечения без учета свесов сжатой полки.

Допускается значение $\varphi_n$ определять по формуле

$$\varphi_n = 1 + 1{,}6\frac{P}{R_bA_1} - 1{,}16\left(\frac{P}{R_bA_1}\right)^2; \tag{2.151}$$

Значение $Q_b$ принимают не более $2{,}5R_{bt}bh_o$ и не менее $Q_{b,min} = 0{,}5\varphi_n R_{bt} b h_o$

Значение $c$ определяют согласно указанием ниже.

Усилие $Q_{sw}$ определяют по формуле

$$Q_{sw} = 0{,}75 q_{sw} c_o \tag{2.152}$$

где $q_{sw}$ – усилие в хомутах на единицу длины элемента, равное

$$q_{sw} = \frac{R_{sw}A_{sw}}{s_w} \tag{2.153}$$

$c_o$ – длина проекции наклонной трещины, принимаемая равной $c$, но не более $2h_o$.

Хомуты учитываются в расчете, если соблюдается условие

$$q_{sw} \geq 0{,}25\varphi_n R_{bt} b \tag{2.154}$$

Можно не выполнять это условие, если в расчетных формулах учитывать уменьшенное значение $\varphi_n R_{bt} b$, при котором условие (2.154) превращается в равенство, т.е. принимать $M_b = 6q_{sw}h_o^2$ и $Q_{b,min} = 2q_{sw}h_o$; в этом случае всегда $c_o = 2h_o$.

При проверке условия (2.147) в общем случае задаются рядом наклонных сечений при различных значениях $c$, не превышающих расстояние от опоры до сечения с максимальным изгибающим моментом.

При действии на элемент сосредоточенных сил значение $c$ принимают равным расстояниям от опоры до точек приложения этих сил (рис. 2.31), а также равным $c = \sqrt{\dfrac{M_b}{0,75q_{sw}}}$, но не меньше $h_o$, если это значение меньше расстояния до 1-го груза.

При расчете элемента на действие равномерно распределенной нагрузки $q$ не выгоднейшее значение $c$ принимают равным $\sqrt{\dfrac{M_b}{q_1}}$, а если при этом $\sqrt{\dfrac{M_b}{q_1}} < \dfrac{2h_o}{1-0,5\dfrac{q_{sw}}{\varphi_n R_{bt} b}}$ (или при $\dfrac{q_{sw}}{\varphi_n R_{bt} b} > 2$ следует принимать $c = \sqrt{\dfrac{M_b}{0,75q_{sw} + q_1}}$.

Здесь отношение $\dfrac{q_{sw}}{\varphi_n R_{bt} b}$ принимают не менее 0,25, а значение $q_1$ определяют следующим образом:

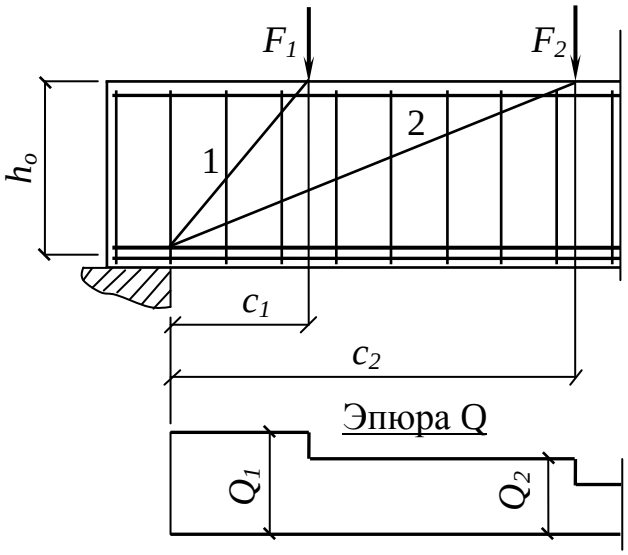



Рисунок 2.31 – Расположение расчетных наклонных сечений при сосредоточенных силах

1-*наклонное сечение, на действие поперечной силы* $Q_1$; 2-*тоже, силы* $Q_2$

а) если действует сплошная равномерно распределенная нагрузка $q$, $q_1 = q$;

б) если нагрузка $q$ включает в себя временную нагрузку, которая приводится к эквивалентной по моменту равномерно распределенной нагрузке $q_v$ (т.е. когда эпюра моментов от принятой в расчете нагрузки $q_v$ всегда огибает эпюру моментов от любой фактической временной нагрузки) $q_1 = q - 0,5q_v$;

При этом в условии (2.147) значение $Q$ принимают равным $Q_{max}$ - $q_1 c$, где $Q_{max}$ – поперечная сила в опорном сечении.

Требуемая интенсивность хомутов, выражаемая через $q_{sw}$, определяется следующим образом:

а) при действии на элемент сосредоточенных сил, располагаемых на расстояниях $c_i$ от опоры, для каждого $i$-го наклонного сечения с длиной проекции $c_i$ не превышающей расстояния до сечения с максимальным изгибающим моментом, значение $q_{sw(i)}$ определяется следующим образом в зависимости от коэффициента $a_i = c_i / h_o$, принимаемого не более 3:

если

$$\varepsilon_i = \frac{Q}{\varphi_n R_{bt} b h_o} < \varepsilon_{zpi} = \frac{1,5}{a_i} + 0,1875 a_{oi}, \qquad q_{sw(i)} = 0,25 \varphi_n R_{bt} b \frac{\varepsilon_{zpi}}{\varepsilon_i}; \tag{2.155}$$

если

$$\varepsilon_i > \varepsilon_{zpi}, \qquad q_{sw(i)} = \varphi_n R_{bt} b \frac{\varepsilon_i - 1,5 / a_i}{0,75 a_{oi}}; \tag{2.156}$$

где $a_{oi}$ – меньшее из значений $a_i$ и 2;

$Q_i$ – поперечная сила в $i$-ом нормальном сечении, расположенном на расстоянии $c_i$ от опоры;

$\varphi_n$ – см. формулы (2.150, 2.151);

окончательно принимается наибольшее значение $q_{sw}$;

б) при действии на элемент только равномерно распределенной нагрузки $q$ требуемая интенсивность хомутов $q_{sw}$ определяется в зависимости от $Q_{b1} = 2\sqrt{M_b q_1}$ следующим образом:

если $Q_{b1} \geq 2M_b / h_o$ - $Q_{max}$,

$$q_{sw} = \frac{Q_{\max}^2 - Q_{b1}^2}{3M_b}; \tag{2.157}$$

если $Q_{b1} < 2M_b / h_o$ - $Q_{max}$,

$$q_{sw} = \frac{Q_{\max} - Q_{b1}}{1,5 h_o}; \tag{2.158}$$

при этом, если $Q_{b1} < \varphi_n R_{bt} b h_o$

$$q_{sw} = \frac{Q_{\max} - Q_{b,\min} - 3 h_o q_1}{1,5 h_o}, \tag{2.159}$$

где $M_{b1} = 6 q_{sw} h_o^2$ и $Q_{b,min} = 2 q_{sw} h_o$; в этом случае всегда $c_o = 2 h_o$.;

значение $q_1$ определяют следующим образом:

а) если действует сплошная равномерно распределенная нагрузка $q$, $q_1 = q$;

б) если нагрузка $q$ включает в себя временную нагрузку, которая приводится к эквивалентной по моменту равномерно распределенной нагрузке $q_v$ (т.е. когда эпюра моментов от принятой в расчете нагрузки $q_v$ всегда огибает эпюру моментов от любой фактической временной нагрузки) $q_1 = q - 0,5 q_v$.

В случае, если полученное значение $q_{sw}$ не удовлетворяет условию (2.154), его следует вычислять по формуле

$$q_{sw}=\frac{Q_{\max}/h_o+8q_1}{1,5}-\sqrt{\left(\frac{Q_{\max}/h_o+8q_1}{1,5}\right)^2-\left(\frac{Q_{\max}}{1,5h_o}\right)^2} \qquad (2.160)$$

и принимать не менее $(Q_{\max}/h_o-3q_1)/3,5$.

При уменьшении интенсивности хомутов от опоры к пролету с $q_{sw1}$ до $q_{sw2}$ (например, при увеличении шага хомутов) следует проверить условие (2.147) при значениях $c$, превышающих $l_1$ - длину участка с интенсивностью хомутов $q_{sw1}$ (рис. 2.32). При этом значение $Q_{sw}$ принимается равным:

если $c \le 2h_o + l_1 \;\rightarrow\; Q_{sw} = 0,75[q_{sw1}c_o - (q_{sw1} - q_{sw2})(c - l_1)]$; (2.161)

если $c \ge 2h_o + l_1 \;\rightarrow\; Q_{sw} = 1,5\, q_{sw2}h_o$; (2.162)

$c_o$ – определяется по формуле $c=\sqrt{\frac{M_b}{0,75q_{sw}}}$, но не меньше $h_o$, если это значение меньше расстояния до 1-го груза.

При действии на элемент равномерно распределенной нагрузки длина участка с интенсивностью хомутов $q_{sw1}$ принимается не менее значения $l_1$, определяемого в зависимости от $\Delta q_{sw} = 0,75(q_{sw1} - q_{sw2})$ следующим образом:

-если $\Delta q_{sw} < q_1$,

$$l_1 = c-\frac{M/C+0,75q_{sw1}c_o-Q_{\max}+q_1c}{\Delta q_{sw}}, \qquad (2.163)$$

где $c=\sqrt{\frac{M_b}{q_1-\Delta q_{sw}}}$, но не более $3h_o$,

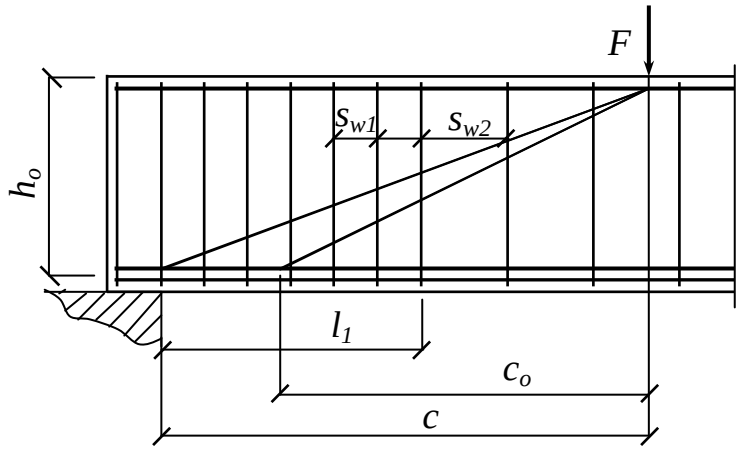



Рисунок 2.32 – Изменение интенсивности хомутов в пределах наклонного сечения

при этом, если $\sqrt{\frac{M_l}{q_1-\Delta q_{sw}}} < \frac{2h_o}{1-0,5\frac{q_{sw}}{\varphi_n R_{bt} b}}$, $c=\sqrt{\frac{M_l}{q_1+0,75q_{sw2}}}$

-если $\Delta q_{sw} \ge q_1$,

$$l_1=\frac{Q_{\max}-\left(Q_{b,\min}+1,5q_{sw2}h_0\right)}{q_1}-2h_o, \qquad (2.164)$$

здесь $\varphi_n$, $M_b$, $c_o$, $Q_{b,min}$, $q_1$ – тоже, что и выше.

Если для значения $q_{sw2}$ не выполняется условие (2.154), длина $l_1$

вычисляется при скорректированных значениях $M_b = 6q_{sw}h_o^2$ и $Q_{b,min} = 2q_{sw}h_o$, при этом сумма ($Q_{b,min} + 1{,}5q_{sw}h_o$) в формуле (2.164) принимается не менее не скорректированного значения $Q_{b,min}$.

Шаг хомутов, учитываемых в расчете, должен быть не более значения

$$s_{w,\max} = \varphi_n R_{bt} b h_o^2 / Q, \qquad (2.165)$$

$\varphi_{n-}$ см. выше.

Кроме того, хомуты должны отвечать конструктивным требованиям, указанным СП 52-102-2004.

***<u>Элементы переменной высоты с поперечным армированием</u>***

Расчет элементов с наклонными на приопорных участках сжатыми или растянутыми гранями производят, принимая в качестве рабочей высоты сечения наибольшее значение $h_o$ в пределах рассматриваемого наклонного сечения (рис. 2.33).

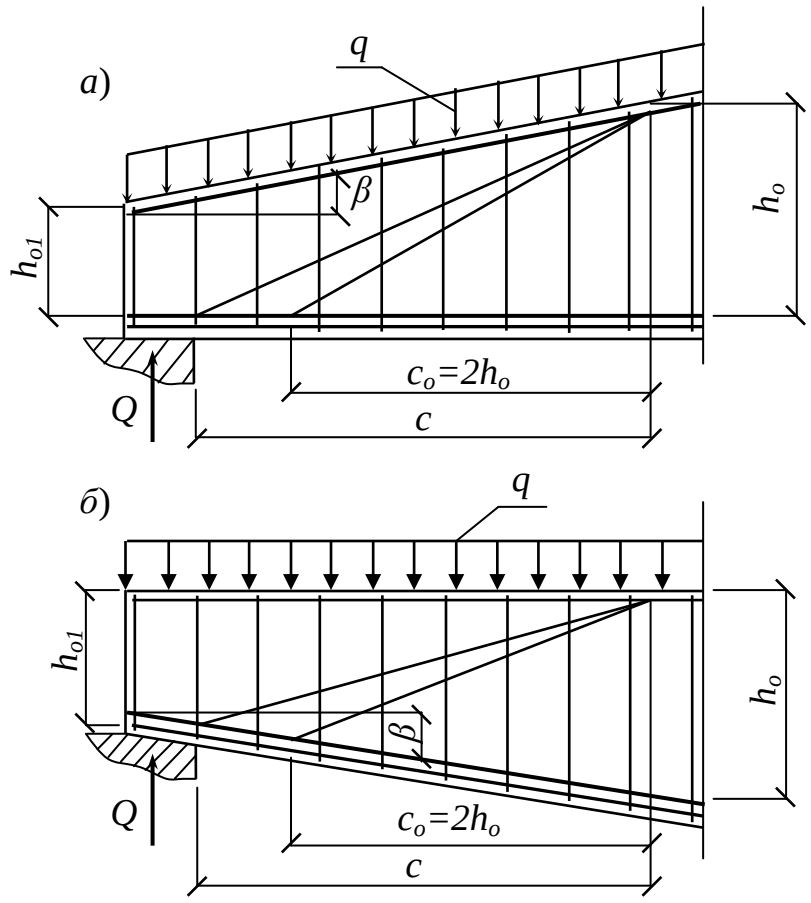



Рисунок 2.33 – Наклонные сечения балок с переменной высотой сечения
а - балка с наклонной сжатой гранью; б - балка с наклонной растянутой гранью

Для балок без отгибов высотой, равномерно увеличивающейся от опоры к пролету, рассчитываемых на действие равномерно распределенной нагрузки $q$, наклонное сечение проверяют из условия (2.147) при не выгоднейшем значении $c$, равном

$$c = h_o \sqrt{\frac{1,5}{q_1 / (\varphi_n R_{bt} b) + 1,5\mathrm{tg}^2\beta}}, \qquad (2.166)$$

при этом, если это значение $c$ меньше

$$c = 2h_{o1} \frac{1 - 2\mathrm{tg}\beta}{(1 - 2\mathrm{tg}\beta)^2 - 0,5\dfrac{q_{sw}}{\varphi_n R_{bt} b}},$$

или, если $q_{sw}\varphi_n / R_{bt}b > 2(1\text{-}\mathrm{tg}\beta)^2$, то не выгоднейшее значение $c$ равно

$$c = h_{o1} \sqrt{\frac{1,5}{(0,75q_{sw} + q_1) / (\varphi_n R_{bt} b) + 1,5\mathrm{tg}^2\beta}}, \qquad (2.167)$$

Принятое значение $c$ не должно превышать $3h_{o1}$ /(1-3tg$\beta$), а также длину участка балки с постоянным значением $\beta$.

Здесь: $h_{o1}$ – рабочая высота опорного сечения балки; $\varphi_n$ и $q_1$ - см. формулы и рекомендации, приведенные выше; $\beta$ - угол между сжатой и растянутой гранями балки. Рабочую высоту принимают равной $h_o = h_{o1} + c$ tg $\beta$.

При уменьшении интенсивности хомутов от $q_{sw1}$ у опоры до $q_{sw2}$ в пролете следует проверить условие (2.147) при значениях $c$, превышающих $l_1$ - длину участка элемента с интенсивностью хомутов $q_{sw1}$, при этом значение $Q_{sw}$ определяют по формуле (2.161) либо по формуле (2.162) в зависимости от выполнения или невыполнения условия $c < (2h_{o1} + l_1) / (1 - 2\mathrm{tg}\beta)$.

При действии на балку сосредоточенных сил, значение $c$ принимают равным расстоянию от опоры до точек приложения этих сил, а также определяют по формуле (2.167) при $q_1$ = 0, если это значение $c$ меньше расстояния от опоры до 1-го груза.

Для консолей без отгибов высотой, равномерно увеличивающейся от свободного конца к опоре (рис. 2.34), в общем случае проверяют условие (2.147), задаваясь наклонными сечениями со значениями $c$, определяемыми по формуле (2.167) при $q_1$= 0 и принимаемыми не более расстояния от начала наклонного сечения в растянутой зоне до опоры. При этом за $h_{o1}$ и $Q$ принимают соответственно рабочую высоту и поперечную силу в начале наклонного сечения в растянутой зоне. Кроме того, если $c > 2h_{o1}$ /(1-2tg$\beta$) , проверяют наклонные сечения, проведенные до опоры.

При действии на консоль сосредоточенных сил начало наклонного сечения располагают в растянутой зоне нормальных сечений, проведенных через точки приложения этих сил (см. рис. 2.34).

При действии равномерно распределенной нагрузки или нагрузки линейно увеличивающейся к опоре, консоль рассчитывают как элемент с постоянной высотой сечения, принимая рабочую высоту $h_o$ в опорном сечении.

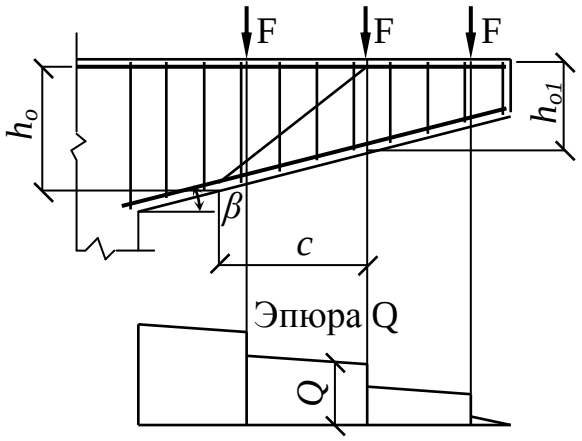



Рисунок 2.34 –Наклонное сечение консоли с переменной высотой сечения

***<u>Элементы без поперечной арматуры</u>***

Расчет элементов без поперечной арматуры на действие поперечной силы производится из условий:

а) $Q_{max} < 2{,}5R_{bt}bh_o$, (2.168)

где $Q_{max}$ – максимальная поперечная сила у грани опоры:

б) $Q < Q_b$, (2.169)

где $Q_b = M_b / c$; $M_b$ -см. формулу (2.149);

$Q$ – поперечная сила в конце наклонного сечения, начинающегося от опоры с длиной проекции $c$; значение $c$ принимается не более $3h_o$.

При этом, если в пределах длины $c$ не образуются нормальные трещины, то есть если $M < M_{crc}$, где $M_{crc}$ определяется по формуле $M_{crc}=\gamma W_{red}R_{bt,ser}+P(e_{0p}+r)$ с заменой $R_{bt,ser}$ на $R_{bt}$, $Q_b$ принимается не менее

$$Q_{crc} = b\frac{I_{red}}{S_{red}}R_{bt}\sqrt{1+\frac{P}{R_{bt}A_{red}}}, \qquad (2.170)$$

где $S_{red}$ - статический момент части приведенного сечения, расположенной по одну сторону от оси, проходящей через центр тяжести, относительно этой оси.

Характеристики приведенного сечения $I_{red}$ , $S_{red}$ и $A_{red}$ определяются при коэффициенте приведения арматуры к бетону $a=E_s/E_b$.

При действии на элемент сосредоточенных сил значения $c$ при проверке условия (2.169) принимаются равными расстояниям от опоры до точек приложения этих сил (см. рис. 2.31),

При расчете элемента на действие равномерно распределенной нагрузки значение $c$ принимается равным $M_b/Q_{crc}$ (при этом $Q_b=Q_{crc}$), а также равным длине приопорного участка $l_1$, где не образуются нормальные трещины (при этом, если $l_1 > 3h_o$ всегда $Q_b = Q_{b,min}$). В обоих случаях принимается $Q=Q_{max} - q_1c$ (где $q_1$ - см. выше).

### 2.2.5.3 Расчет железобетонных элементов по наклонным сечениям на действие изгибающего момента

Расчет предварительно напряженных элементов по наклонным сечениям на действие момента (рис. 2.35) производят из условия

$$M \le M_s + M_{sw} \qquad (2.171)$$

где $M$ – момент в наклонном сечении с длиной проекции $c$ на продольную ось элемента, определяемый от всех внешних сил, расположенных по одну сторону от рассматриваемого наклонного сечения, относительно конца наклонного сечения (точка 0), противоположного концу, у которого располагается продольная арматура, испытывающая растяжение от момента в наклонном сечении (рис 2. 36);

$M_s$ – момент, воспринимаемый продольной арматурой, пересекающей наклонное сечение, относительно противоположного конца наклонного сечения (точка 0);

$M_{sw}$ – момент, воспринимаемый поперечной арматурой, пересекающей наклонное сечение, относительно противоположного конца наклонного сечения (точка 0).

Момент $M_s$ определяют по формуле

$$M_s = N_s z_s \qquad (2.172)$$

где $N_s$ – усилие в продольной растянутой арматуре, принимается равным $R_s A_{sp} + R_s A_s$, а в зоне анкеровки – определяется по указаниям приведенным ниже.

$z_s$ – плечо внутренней пары сил, определяемое по формуле $z_s = h_o - N_s / (2R_b b)$ (где $b$ – ширина сжатой грани), но при наличии сжатой ненапрягаемой арматуры принимаемое не менее $h_o - a_s^{'}$ допускается также принимать $z_s = 0{,}9h_o$.

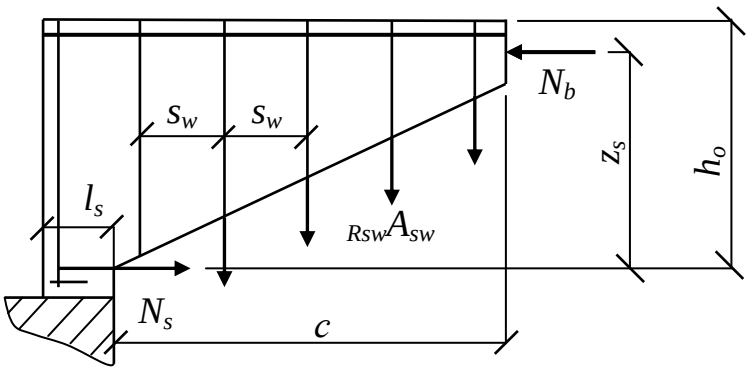



Рисунок 2.35 – Схема усилий в наклонном сечении при расчете по изгибающему моменту

Момент $M_{sw}$ при поперечной арматуре в виде хомутов, нормальных к продольной оси элемента, определяют по формуле

$$M_{sw} = 0{,}5 q_{sw} c^2 \qquad (2.173)$$

где $q_{sw}$ определяют по формуле (2.153), а $c$ определяют согласно формул (2.176)-(2.178), и принимают не более $2h_o$.

Если хомуты в пределах длины $c$ меняют свою интенсивность с $q_{sw}$ у

начала наклонного сечения на $q_{sw1}$, момент $M_{sw}$ определяют по формуле

$$M_{sw} = 0{,}5q_{sw}c^2 - 0{,}5(q_{sw1} - q_{sw2})(c - l_1)^2, \quad (2.173)$$

где $l_1$ – длина участка с интенсивностью хомутов $q_{sw1}$.

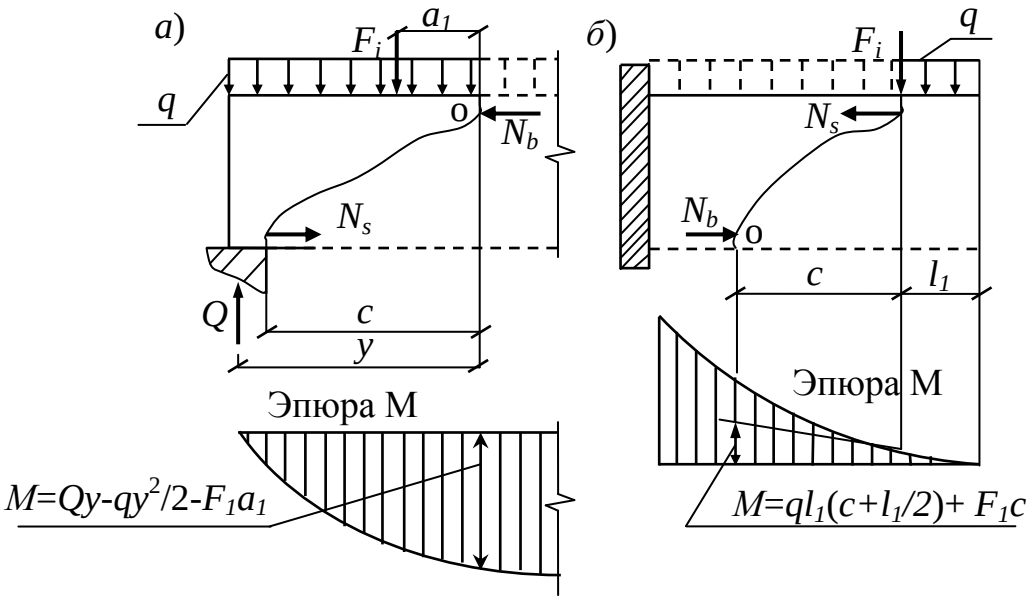



Рисунок 2.36 – Определение расчетного значения момента при расчете наклонного сечения
*а - для свободно опертой балки; б - для консоли*

Расчет на действие момента производят для наклонных сечений, расположенных в местах обрыва продольной арматуры, а также у грани крайней свободной опоры балок и у свободного конца консолей при отсутствии у продольной арматуры специальных анкеров.

Кроме того, рассчитываются наклонные сечения в местах резкого изменения высоты элемента (например, в подрезках).

Если наклонное сечение пересекает в растянутой зоне напрягаемую арматуру без анкеров в пределах длины ее зоны анкеровки $l_{an}$, то усилие $N_s$, определяется по формуле

$$N_s = R_s A_{sp} \frac{l_s}{l_{an}}, \quad (2.174)$$

где $l_s$ – расстояние от торца элемента до начала наклонного сечения в растянутой зоне.

При наличии ненапрягаемой растянутой арматуры без анкеров к значению $N_s$ может добавляться значение

$$N_{ss} = R_s A_s \frac{l_s}{l_{as}} \le R_s A_s,$$

где $l_s$ – расстояние от конца напрягаемой арматуры до начала наклонного сечения в растянутой зоне;

$l_{as}$ – длина зоны анкеровки ненапрягаемой арматуры.

Длина зоны анкеровки определяется по формуле

$$l_{an} = a \frac{R_s}{4R_{bond}} d_s, \quad (2.175)$$

где $R_{bond}$ – расчетное сопротивление сцепления соответствующей арматуры с бетоном, равное $R_{bond} = \eta_1\eta_2 R_{bt}$;

$\eta_1$ – коэффициент, учитывающий влияние поверхности арматуры и принимаемый равным:

2,5 – для горячекатаной и термомеханически упрочненной арматуры классов А300 и выше;

2,2 – для арматурных канатов класса К диаметром 9 мм и более;

2,0 – для холоднодеформированной арматуры класса В500;

1,8 – для холоднодеформированной арматуры класса Вр диаметром 4 мм и более;

1,7 – для холоднодеформированной арматуры класса Вр диаметром 3 мм и арматурных канатов класса К диаметром 6 мм;

1,5 – для гладкой арматуры (класса А240);

$\eta_2$ – коэффициент, учитывающий влияние диаметра арматуры и принимаемый равным:

1,0 - при диаметре $d_s$<32 мм;

0,9 - при диаметрах 36 и 40 мм;

$a$ - коэффициент, учитывающий влияние поперечного обжатия бетона и поперечной арматуры и принимаемый равным:

а) для крайних свободных опор балок,

если $0,25 \le \frac{\sigma_b}{R_b} \le 0,75$ - 0,75;

если $\frac{\sigma_b}{R_b} < 0,25$ или $\frac{\sigma_b}{R_b} > 0,75$ - 1,0,

здесь $\sigma_b = F_{sup}/A_{sup}$

$F_{sup}$, $A_{sup}$ – опорная реакция и площадь опирания балки.

При этом, если имеется поперечная арматура охватывающая без приварки продольную арматуру, коэффициент $a$ делится на величину $1+\frac{6A_{sw}}{as}$ (где $A_{sw}$ и $s$ – площадь сечения огибающего хомута и его шаг) и принимается не менее 0,7;

б) для свободных концов консолей - 1,0.

В любом случае длина зоны анкеровки принимается не менее $15d_s$ и не менее 200 мм.

Для свободно опертых балок не выгоднейшее наклонное сечение начинается от грани опоры и имеет проекцию $c$, определяемую следующим образом:

а) если на балку действуют сосредоточенные силы, значения $c$ принимаются равными расстояниям от грани опоры до точек приложения этих сил, но не более $2h_o$, а также равным $Q_{max} / q_{sw}$ если это значение меньше расстояния до 1-го груза;

б) если на балку действует равномерно распределенная нагрузка $q$, значение $c$ определяют по формуле

$$c = \frac{Q_{\max}}{q_{sw} + q} \le 2h_o, \qquad (2.176)$$

где $q_{sw}$ – см. формулу (2.153).

Если хомуты в пределах длины $c$ меняют свою интенсивность с $q_{sw1}$ у начала наклонного сечения на $q_{sw2}$ , значение $c$ определяется по формуле (2.176) при уменьшении числителя на $\Delta q_{sw} l_1$ , а знаменателя – на $\Delta q_{sw}$ (где $l_1$ – длина участка интенсивностью $q_{sw1}$, $\Delta q_{sw1} = q_{sw1} - q_{sw2}$)

Для балок с наклонной сжатой гранью при действии равномерно распределенной нагрузки $q$ проверяют наклонные сечения со значением $c$, равным

$$c = \frac{Q_{\max} - N_s \mathrm{tg}\beta}{q_{sw} + q}, \qquad (2.177)$$

но не более $2h_o$ /(1-2tg$\beta$),

где $h_o$ – рабочая высота в опорном сечении;

$\beta$ – угол наклона сжатой грани к горизонтали.

При растянутой грани, наклоненной под углом $\beta$ к горизонтали, в этих формулах значение tg$\beta$ заменяется на sin$\beta$.

Для консолей, нагруженных сосредоточенными силами (рис. 2.35, б) проверяются наклонные сечения, начинающиеся у мест приложения сосредоточенных сил вблизи свободного конца со значениями $c = \frac{Q_1}{q_{sw}}$, (где $Q$ – поперечная сила в начале наклонного сечения), но не более $2h_o$ и не более $l_1$ – расстояния от наклонного сечения до опоры. Если такие консоли имеют наклонную сжатую грань, значение $c$ принимается равным $(Q_1 – N_s \mathrm{tg}\beta)/q_{sw}$, но не более $2h_o$ /(1-2tg$\beta$)) и не более $l_1$, где $h_{o1}$ - рабочая высота в начале наклонного сечения.

Для консолей, нагруженных только равномерно распределенной нагрузкой $q$, невыгоднейшее сечение заканчивается в опорном сечении и имеет длину проекции

$$c = \frac{\left(\mathrm{R_s} A_{sp} / l_{an} + \mathrm{R_s} A_s / l_{as}\right) z_s}{q_{sw} + q}, \qquad (2.178)$$

но не более $2h_o$; при этом, если $c < l - l_{as}$, то в формуле (2.178) принимается $R_s A_s$ = 0,0; значения $z_s$ и $l_{an}$ определяются по формулам приведенным выше.

В случае, если $c < l - l_{as}$, расчет наклонного сечения по моменту можно не производить.

### *Примеры расчета*

*Пример 27*. *Дано*: железобетонная плита перекрытая с размерами поперечного сечения по рис. 2.37; бетон класса В25 ($R_b$=14,5 МПа; $R_{bt}$=1,05 МПа); ребро плиты армировано плоским каркасом с поперечными стержнями из арматуры класса В500 диаметром 5 мм ($A_{sw}$=1,96 см$^2$; $R_{sw}$=300 МПа) шагом

$s_w$=200 мм; усилие обжатия от продольной арматуры в ребре $P$=170 кН; расчетная нагрузка, приходящаяся на половину сечения плиты $q$=23 кН/м; временная часть нагрузки $q_v$=19 кН/м; поперечная сила в опорном сечении ребра $Q_{max}$=55 кН.

*Требуется* проверить прочность по бетонной полосе между наклонными сечениями, а также прочность по наклонным сечениям на действие поперечных сил.

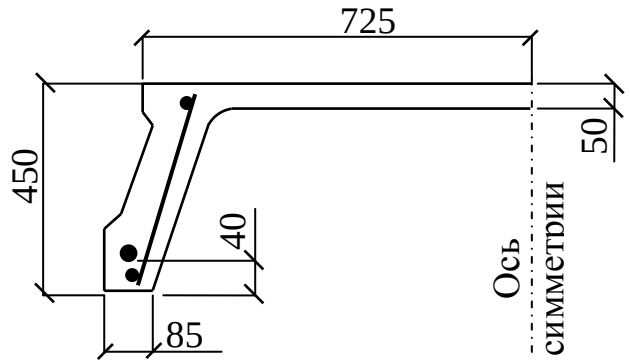



Рисунок – 2.37 Сечение плиты

*Расчет.* Из рис. 2.37 имеем $h_o$ = 45 - 4 = 41 см, $b$ = 85 мм.

Прочность бетонной полосы проверяем из условия (2.146).

$0{,}3R_b bh_o = 0{,}3 \cdot 1{,}45 \cdot 8{,}5 \cdot 41 = 151{,}6$ кН > $Q_{max}$=55 кН.

т.е. прочность бетонной полосы обеспечена.

Прочность по наклонным сечениям проверяем из условия (2.147).

По формуле (2.153) определим

$$q_{sw} = \frac{R_{sw}A_{sw}}{s_w} = \frac{30 \cdot 1{,}96}{20} = 2{,}94 \text{ кН/см}$$

По формуле (2.151) определяем коэффициент $\varphi_n$. Для этого, принимая $A_1 = b \cdot h = 8{,}5 \cdot 45 = 382{,}5$ см$^2$, вычислим $\frac{P}{R_b A_1} = \frac{170000}{14{,}5 \cdot 38250} = 0{,}3065.$

Тогда $\varphi_n = 1 + 1{,}6\frac{P}{R_b A_1} - 1{,}16\left(\frac{P}{R_b A_1}\right)^2 = 1 + 1{,}6 \cdot 0{,}3065 - 1{,}16 \cdot 0{,}3065^2 = 1{,}381.$

Проверим условие (2.154)

$0{,}25\varphi_n R_{bt} b = 0{,}25 \cdot 1{,}381 \cdot 0{,}105 \cdot 8{,}5 = 0{,}31$ кН/см > $q_{sw}$ = 0,294 кН/см,

т.е. условие (2.154) не выполняется, и тогда принимаем $\varphi_n R_{bt} b = 4q_{sw}$, что соответствует $M_b = 6q_{sw}h_o^2 = 6 \cdot 2{,}94 \cdot 41^2 = 29{,}65$ кНм; $Q_{b,min} = 2q_{sw}h_o = 2 \cdot 2{,}94 \cdot 41 = 24{,}1$ кН; $\frac{q_{sw}}{\varphi_n R_{bt} b} = 0{,}25;$ при этом $c_o = 2h_o = 2 \cdot 41 = 82$ см.

Определяем длину проекции $c$ не выгоднейшего наклонного сечения.

$q_1 = q - 0{,}5q_v = 23 - 0{,}5 \cdot 19 = 13{,}5$ кН/м.

Так как $\sqrt{\frac{M_b}{q_1}}=\sqrt{\frac{29,65}{13,5}}=1,482$ м$=>\frac{2h_o}{1-0,5\frac{q_{sw}}{\varphi_n R_{bt} b}}=\frac{2\cdot 0,41}{1-0,5\cdot 0,25}=0,937$ м,

принимаем $c=\sqrt{\frac{M_b}{q_1}}=148,2$ см, но $3h_o = 3\cdot 41 = 123$ см $< c$, принимаем $c = 3h_o =$ 123 м, что соответствует $Q_b = Q_{b,min} = 24,1$ кН.

Проверяем условие (2.147), принимая $Q$ в конце наклонного сечения, то есть $Q = Q_{max} - q_1 c = 55 - 13,5\cdot 1,23 = 38,4$ кН:

$Q_b + 0,75 q_{sw} c_o = 24,1 + 0,75\cdot 29,4\cdot 0,82 = 42,2$ кН $> Q = 38,4$ кН,

т.е. прочность любого наклонного сечения обеспечена.

Определим $S_w$,max, заменяя $\varphi_n R_b b$ на $4q_{sw}$

$$s_{w,\max}=\frac{\varphi_n R_{bt} b h_o^2}{Q_{\max}}=\frac{4q_{sw}h_o^2}{Q_{\max}}=\frac{4\cdot 0,294\cdot 41^2}{55}=35,9 \text{ см} > s_w = 20 \text{ см}$$

и кроме того $s_w < h_o/2 = 41/2 = 20,5$ см, т.е. конструктивные требования выполнены.

*Пример 28*. *Дано*: свободно опертый железобетонный ригель перекрытия пролетом $l$ =8,3 м нагружен равномерно распределенной нагрузкой: временной эквивалентной $q_v$ =114 кН/м и постоянной $q_q$ =46 кН/м; размеры поперечного сечения $b$ =300 мм, $h$ =800 мм, $h_o$ =700 мм; бетон класса В30 ($R_b$ =17 МПа; $R_{bt}$=1,15 МПа) хомуты сварные из арматуры класса А400 ($R_{sw}$=285 МПа); усилие предварительного обжатия $P$=1600 кН.

*Требуется* определить диаметр и шаг хомутов у опоры, а также выяснить на каком расстоянии от опоры и как может быть увеличен их шаг.

*Расчет.* Наибольшая поперечная сила в опорном сечении равна:

$$Q_{\max}=\frac{ql}{2}=\frac{160\cdot 8,3}{2}=664 \text{ кН},$$

где $q = q_v + q_q = 114 + 46 = 160$ кН/м.

По формуле (2.151) определим коэффициент $\varphi_n$, принимая

$A_1 = bh = 30\cdot 80 = 2400$ см$^2$ и $\frac{P}{R_b A_1}=\frac{1600}{1,7\cdot 2400}=0,392,$,

$$\varphi_n=1+1,6\frac{P}{R_b A_1}-1,16\left(\frac{P}{R_b A_1}\right)^2=1+1,6\cdot 0,392-1,16\cdot 0,392^2=1,45.$$

Из формулы (2.149) имеем

$M_b = 1,5\varphi_n R_{bt} b h_o^2 = 1,5\cdot 1,45\cdot 0,115\cdot 30\cdot 70^2 = 36770$ кНсм=367,7 кНм;

$q_1 = q_g + 0,5 q_v = 46 + 114/2 = 103$ кН/м;

$Q_{b1}=2\sqrt{M_b q_1}=2\sqrt{367,7\cdot 103}=389,2$ кН.

Так как $Q_{b1}=389,2 \text{ кН} > \frac{2M_b}{h_o}-Q_{\max}=\frac{2\cdot 367,7}{0,7}-664=386,6$ кН,

интенсивность хомутов определяем по формуле (2.157):

$$q_{sw} = \frac{Q_{\max}^2 - Q_{b1}^2}{3M_b} = \frac{664^2 - 389,2^2}{3 \cdot 367,7} = 262,4 \text{ кН/м}$$

При этом, поскольку $Q_{b1}$ = 389,2 кН > $\varphi_n R_{bt} b h_o$ =1,45·0,115·30·70=350,2кН, оставляем $q_{sw}$ = 2,624 кН/см.

Проверим условие (2.154):

$0,25\varphi_n R_{bt} b = 0,25 \cdot 1,45 \cdot 0,115 \cdot 30 = 1,25$ Н/мм < $q_{sw}$,

т.е. это условие выполняется.

Согласно требований СП 52-102-2004 шаг хомутов у опоры должен быть не более $0,5h_o$ =350 мм и не более 300 мм, а в пролете не более $3/4h_o$ = 525 мм. Максимальный шаг хомутов у опоры согласно формуле (2.165) равен

$$s_{w,\max} = \frac{\varphi_n R_{bt} b h_o^2}{Q_{\max}} = \frac{1,45 \cdot 0,115 \cdot 30 \cdot 70^2}{664} = 36,9 \text{ см}.$$

Принимаем шаг хомутов у опоры $s_1$=250 мм, а в пролете - $s_2 = 2s_1$ = 500 мм. Отсюда $A_{sw} = q_{sw} s_1 / R_{sw} = 2,624 \cdot 25 / 28,5 = 23,02$ см.

Принимаем в поперечном сечении три хомута диаметром 10 мм ($A_{sw1}$ = 2,36 см$^2$). Тогда $q_{sw1} = \frac{R_{sw} A_{sw1}}{s_1} = \frac{28,5 \cdot 2,36}{28,5} = 2,69$ кН/см;

$q_{sw2} = 0,5q_{sw1} = 0,5 \cdot 2,69 = 1,345$ кН/см > $0,25\varphi_n R_{bt} b$ = 1,25 кН/см.

Длину участка с наибольшей интенсивностью хомутов $q_{sw1}$ определяем.

Так как $\Delta q_{sw} = 0,75(q_{sw1} - q_{sw2}) = 0,75 \cdot 1,345 = 1,009$ кН/см < $q_1$ = 1,03 кН/см, значение $c$ равно

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{q_1 - \Delta q_{sw}}} = \sqrt{\frac{367,7}{103 - 100,9}} = 13,2 \text{ м} > 3h_o = 3 \cdot 0,7 = 2,1 \text{ м}.$$

Принимаем $c$ = 2,1 м и $c_o = 2h_o = 2 \cdot 0,7 = 1,4$ м. Тогда

$$l_1 = c - \frac{M_b / c + 0,75 q_{sw1} c_o - Q_{\max} + q_1 c}{\Delta q_{sw}} =$$

$$= 2,1 - \frac{367,7 / 2,1 + 0,75 \cdot 269 \cdot 1,4 - 664 + 103 \cdot 2,1}{100,9} = 2,0 \text{ м}.$$

Принимаем длину приопорного участка с шагом хомутов $s_w$ =250 мм не менее 2 м.

*Пример 29.* *Дано*: железобетонная балка покрытия, нагруженная сосредоточенными силами, как показано на рис. 2.38, *а*; размеры поперечного сечения - по рис. 2.38, *б*; бетон класса В50 ($R_{bt}$ =1,6 МПа, $R_b$ =27,5 МПа); хомуты из арматуры класса А400 ($R_{sw}$=285 МПа); усилие предварительного обжатия $P$=640 кН.

*Требуется* определить диаметр и шаг хомутов, а также выяснить на каком расстоянии и как может быть увеличен их шаг,

Расчет. Согласно рис. 2.38, *б*, имеем: $b$ = 80 мм, $h$ = 890 мм , $h_o$=89-9=80 см. По формуле (2.151) определим коэффициент $\varphi_n$ принимая $A_1$=$bh$= 8·89=712см$^2$ и $\dfrac{P}{R_b A_1} = \dfrac{640 \cdot 10^3}{27{,}5 \cdot 71200} = 0{,}327;$

$$\varphi_n = 1 + 1{,}6\frac{P}{R_b A_1} - 1{,}16\left(\frac{P}{R_b A_1}\right)^2 = 1 + 1{,}6 \cdot 0{,}327 - 1{,}16 \cdot 0{,}327^2 = 1{,}399.$$

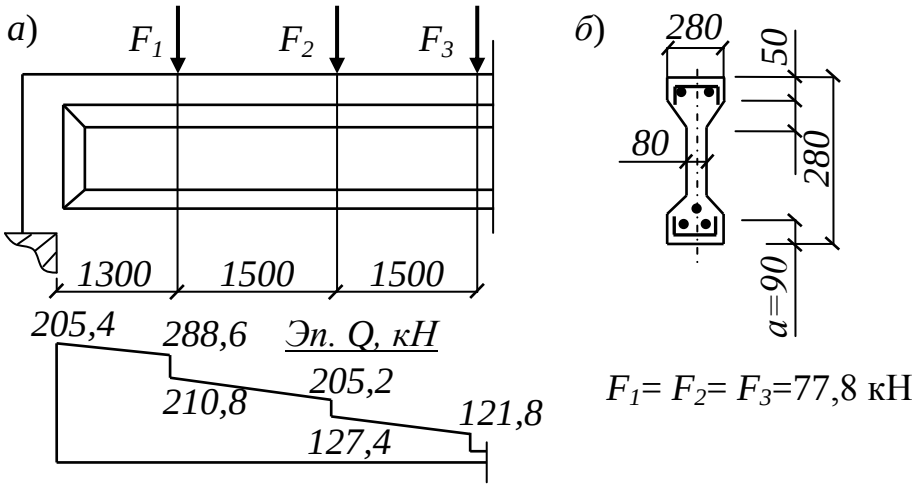



Рисунок 2.38 – Схема приложения нагрузки и размеры железобетонной балки

Определим требуемую интенсивность хомутов, принимая длину проекции наклонного сечения *c,* равной расстоянию от опоры до первого груза – $c_1$ = 1,3 м. Тогда $a_1 = c_1/h_o$ = 1,3/0,8 = 1,625 < 2,0, и следовательно, $a_{01} = a_1$ = 1,625.

$$\varepsilon_{zpi} = \frac{1{,}5}{a_i} + 0{,}1875 a_{oi} = \frac{1{,}5}{1{,}625} + 0{,}1875 \cdot 1{,}625 = 1{,}228.$$

Поперечная сила на расстоянии $c_1$ от опоры равна $Q_1$ = 288,6 кН (см. рис. 2.38, *а*).

Поскольку $\varepsilon_1 = \dfrac{Q_1}{\varphi_n R_{bt} b h_o} = \dfrac{288{,}6 \cdot 10^3}{1{,}399 \cdot 1{,}6 \cdot 80 \cdot 800} = 2{,}015 > \varepsilon_{zp1} = 1{,}228$, значение $q_{sw(1)}$ определяем по формуле (2.156)

$$q_{sw(1)} = \varphi_n R_{bt} b \frac{\varepsilon_1 - 1{,}5 / a_1}{0{,}75 a_{01}} = 1{,}399 \cdot 0{,}16 \cdot 8 \cdot \frac{2{,}015 - 1{,}5 / 1{,}625}{0{,}75 \cdot 1{,}625} = 0{,}1604 \text{ кН/см}$$

Определим значение $q_{sw(2)}$ при значении $c$, равном расстоянию от опоры до второго груза –$c_2$ = 2,8 м.

$a_2 = c_2/h_o$ = 2,8/0,8 = 3,5 > 2,0, следовательно, $a_{02}$ = 2,0.

$$\varepsilon_{zp1} = \frac{1{,}5}{a_2} + 0{,}1875 a_{02} = \frac{1{,}5}{3{,}5} + 0{,}1875 \cdot 2 = 0{,}804.$$

Соответствующая поперечная сила равна $Q_2$ = 205,2 кН.

Поскольку $\varepsilon_2 = \dfrac{Q_2}{\varphi_n R_{bt} b h_o} = \dfrac{205,2 \cdot 10^3}{1,399 \cdot 1,6 \cdot 80 \cdot 800} = 1,432 > \varepsilon_{гр2} = 0,804,$

$$q_{sw(2)} = \varphi_n R_{bt} b \frac{\varepsilon_2 - 1,5 / a_2}{0,75 a_{02}} = 1,399 \cdot 0,16 \cdot 8 \cdot \frac{1,432 - 1,5 / 3,5}{0,75 \cdot 2} = 0,1198 \text{ кН/см}$$

Принимаем максимальное значение $q_{sw} = q_{sw(1)} = 0,1604$ кН/см.

Согласно конструктивным требованиям шаг $s_{w1}$ у опоры должен быть не более $0,5h_o = 400$ мм и не более 300 мм, а в пролете - не более $3/4h = 600$ мм. Максимально допустимый шаг у опоры согласно формуле (2.165) равен

$$s_{w,\max} = \frac{\varphi_n R_{bt} b h_o^2}{Q_{\max}} = \frac{1,399 \cdot 0,16 \cdot 8 \cdot 80^2}{294,6} = 38,9 \text{ см}.$$

Принимаем шаг у опоры $s_{w1} = 200$ мм, а в пролете $s_{w2} = 2s_{w1} = 400$ мм.

Отсюда $A_{sw1} = \dfrac{q_{sw} s_{w1}}{R_{sw}} = \dfrac{0,1604 \cdot 20}{28,5} = 1,126$ см$^2$.

Принимаем одноветвевые хомуты диаметром 12 мм ($A_{sw} = 1,131$ см$^2$).

Длину участка с шагом хомутов $s_{w1}$ определяем из условия обеспечения прочности. При этом $q_{sw1} = \dfrac{R_{sw} A_{sw1}}{s_{w1}} = \dfrac{28,5 \cdot 2,36}{25} = 1,612$ кН/см; $q_{sw2} = 0,5q_{sw1} = 0,806$ кН/см; $q_{sw1} - q_{sw2} = q_{sw2} = 0,806$ кН/см.

Зададим длину участка с шагом хомутов $s_{w1}$ равной расстоянию от опоры до второго груза $l_1 = 2,8$ м и проверим условие (2.147) при значении $c$, равном расстоянию от опоры до третьего груза: $c = 4,3$ м $> l_1$.

Поскольку $2h_o + l_1 = 2 \cdot 0,8 + 2,8 = 4,4$ м $> c = 4,3$ м, значение $Q_{sw}$ определяем по формуле (2.161), принимая $c_o = 2h_o = 1,6$м,

$Q_{sw} = 0,75[q_{sw1} c_o - (q_{sw1} - q_{sw2})(c - l_1)] = 0,75[1,612 \cdot 160 - 0,806 \cdot (430 - 280)] = 102,8$ кН.

При $c = 430$ см $> 3h_o = 3 \cdot 80 = 240$ см значение $Q_b$ соответствует его минимальному значению $Q_b = Q_{b,min} = 0,5\varphi_n R_{bt} b h_o = 0,5 \cdot 1,399 \cdot 0,16 \cdot 8 \cdot 80 = 71,6$ кН кН. Соответствующая поперечная сила равна $Q_3 = 121,8$ кН (см. рис. 2.38, *а*).

$Q_b + Q_{sw} = 71,6 + 102,8 = 174,4$ кН $> Q_3 = 121,8$ кН, т.е. прочность наклонного сечения обеспечена.

Таким образом, длину приопорных участков с шагом хомутов 200 мм принимаем равной $l = 2,8$ м при шаге хомутов 400 мм в пролетном участке.

*Пример 30. Дано:* железобетонная двускатная балка с размерами по рис. 2.39, *а* загружена сосредоточенными силами от плит покрытия и подвесных кранов, как показано на рис. 2.39, б; бетон класса В40 ($R_b$=22 МПа, $R_{bt}$=1,4 МПа); хомуты двухветвевые из арматуры класса А400 ($R_{sw}$=285 МПа) диаметром 10 мм ($A_{sw}$=1,57 см$^2$) и шагом $s_w$=100 мм; усилие предварительного обжатия $P$=1220 кН.

*Требуется* проверить прочность наклонных сечений по поперечной силе.

*Расчет.* Проверим прочность наклонного сечения с длиной проекции, равной расстоянию от опоры до первого груза $c_1 = 1,35$ м. Согласно рис. 2.39,б

tg$\beta$ = 1/12.

Высота поперечного сечения в конце наклонного сечения равна

$h$ = 80 +135/12 = 91,2 см.

Определим значение $\varphi_n$ для этого сечения:

$A_1 = b \cdot h + (b_f - b)b_f = 8 \cdot 91{,}2 + (20 - 8) \cdot 21 = 981{,}6$ см$^2$;

$$\frac{P}{R_b A_1} = \frac{1220}{2{,}2 \cdot 981{,}6} = 0{,}565;$$

$$\varphi_n = 1 + 1{,}6\frac{P}{R_b A_1} - 1{,}16\left(\frac{P}{R_b A_1}\right)^2 = 1 + 1{,}6 \cdot 0{,}565 - 1{,}16 \cdot 0{,}565^2 = 1{,}534.$$

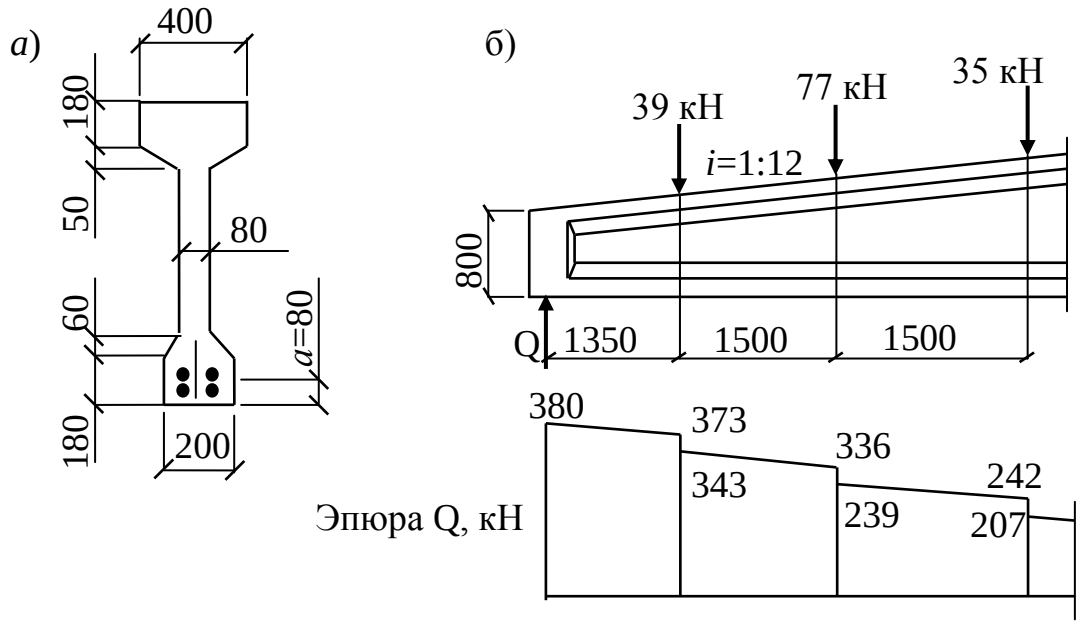



Рисунок. 2.39 – Сечение, нагрузки и размеры двухскатной балки

Значение $q_{sw}$ равно $q_{sw1} = \frac{R_{sw}A_{sw}}{s_w} = \frac{28{,}5 \cdot 1{,}57}{15} = 2{,}983$ кН/см.

Рабочая высота опорного сечения равна $h_{o1}$ = 80 - 8=72 см.

Поскольку значение

$$h_{o1}\sqrt{\frac{1{,}5}{\frac{0{,}73q_{sw}}{\varphi_n R_{bt} b} + 1{,}5\mathrm{tg}^2\beta}} = 720\sqrt{\frac{1{,}5}{\frac{0{,}75 \cdot 2{,}983}{1{,}534 \cdot 0{,}14 \cdot 8} + \frac{1{,}5}{12^2}}} = 77 \text{ см.}$$

меньше $c_1$ = 135 см, принимаем $c_1$ = 77 см.

Полная и рабочая высота поперечного сечения на расстоянии $c_1$ = 77 см от опоры равны

$h$ = 80 + 77/12 = 86,42 мм; $h_o$ = 86,42 - 8 = 78,42 см.

Определим значение $\varphi_n$ для этого сечения: $A_1$ = 8·86,42 + 12·21 = 943,36 см$^2$; $\frac{P}{R_b A_1} = \frac{1220 \cdot 10^3}{22 \cdot 94336} = 0{,}588$, $\varphi_n = 1 + 1{,}6 \cdot 0{,}588 - 1{,}16 \cdot 0{,}588^2 = 1{,}54$.

Тогда $Q_b = \frac{1{,}5\varphi_n R_{bt} b h_o^2}{c} = \frac{1{,}5 \cdot 1{,}54 \cdot 0{,}14 \cdot 8 \cdot 78{,}42^2}{77} = 204{,}78$ кН.

Принимая $c_o = c = 77$ см $< 2h_o$, имеем

$Q_{sw} = 0{,}75 q_{sw} c_o = 0{,}75 \cdot 2{,}983 \cdot 77 = 172{,}268$ кН. Проверяем условие (2.147), принимая значение $Q$ на расстоянии $c_1 = 0{,}77$ м от опоры равным

$$Q = 380 - \frac{0{,}77}{1{,}35}(380 - 373) = 376 \text{ кН}:$$

$Q_b + Q_{sw} = 204{,}8 + 172{,}3 = 376{,}1$ кН $> Q = 376$ кН, т.е. прочность этого наклонного сечения обеспечена.

Проверим прочность наклонного сечения с длиной проекции, равной расстоянию от опоры до второго груза - $c_2 = 2{,}85$ м.

Полная и рабочая высота поперечного сечения на расстоянии 2,85 м от опоры равны

$h = 80 + 285/12 = 103{,}7$ см; $h_o = 103{,}7 - 8 = 95{,}7$ см.

Поскольку $3h_o = 3 \cdot 95{,}7 = 287{,}1$ см $> c_2$, оставляем $c_2 = 2{,}85$ м.

Аналогично определяем значение $\varphi_n$:

$A_1 = 8 \cdot 103{,}7 + 336 = 1165{,}6$ см$^2$; $P/(R_b A_1) = 1220/(2{,}2 \cdot 1165{,}6) = 0{,}476$,

$\varphi_n = 1 + 1{,}6 \cdot 0{,}476 - 1{,}16 \cdot 0{,}476^2 = 1{,}50.$

Определяем $Q_b$

$$Q_b = \frac{M_b}{c_2} = \frac{1{,}5\varphi_n R_{bt} b h_o^2}{c_2} = \frac{1{,}5 \cdot 1{,}5 \cdot 0{,}14 \cdot 8 \cdot 95{,}7^2}{285} = 80{,}98 \text{кН}.$$

Определяем $Q_{sw}$, принимая $c_o = 2h_o = 2 \cdot 95{,}7 = 191{,}4$ см $< c_2 = 285$ см.

$Q_{sw} = 0{,}75 q_{sw} c_o = 0{,}75 \cdot 2{,}983 \cdot 191{,}4 = 434{,}25$ кН.

$Q_b + Q_{sw} = 80{,}98 + 434{,}25 = 515{,}23$ кН $> Q_2 = 336$ кН, т.е. прочность этого сечения также обеспечена.

*Пример 31*. *Дано:* многопустотная плита перекрытия пролетом $l = 5{,}85$ м с поперечным сечением по рис. 2.40; бетон класса В25 ($R_b = 14{,}5$ МПа, $R_{bt} = 1{,}05$ МПа, $E_b = 30 \cdot 10^3$ МПа); усилие обжатия $P = 215$ кН; временная эквивалентная нагрузка $q_v = 6$ кН/м$^2$; нагрузка от собственного веса плиты и пола $q_q = 5{,}2$ кН/м$^2$.

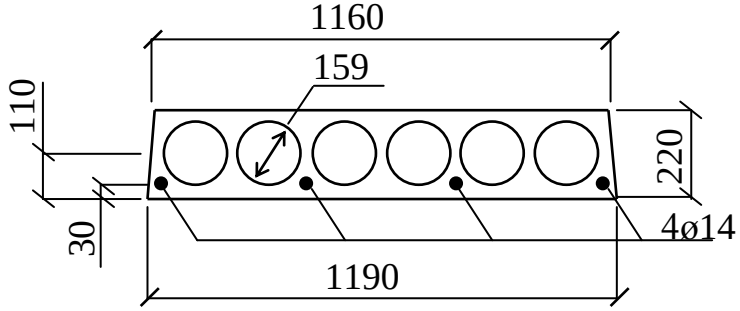



Рисунок. 2.40 – Сечение и размеры сечения пустотной плиты

*Требуется* выяснить, необходима ли в плите поперечная арматура.

*Расчет*. Проверим условия прочности. Рабочая высота сечения $h_o$ = 22 - 3 = 19 мм.

При ширине плиты 1,2 м нагрузки на 1 п. м плиты равны:

$q = (q_g + q_v)1,2 = (5,2 + 6,0)1,2 = 13,44$ кН/м;

$q_1 = (q_g + 0,5q_v)1,2 = (5,2 + 3,0)1,2 = 9,84$ кН/м.

Поперечная сила в опорном сечении $Q_{\max} = \frac{ql}{2} = \frac{13,44 \cdot 5,85}{2} = 39,3$ кН.

Проверим условие (2.168), принимая минимальную ширину сечения, т.е. $b = 117,5-6 \cdot 15,9 = 22,1$ мм:

$2,5R_{bt}bh_o = 2,5 \cdot 0,105 \cdot 22,1 \cdot 19 = 110,2$ кН > $Q_{max} = 39,3$ кН, т.е. условие (2.168) выполняется.

Проверим условие (2.169), принимая значение $c$ равным $M_b/Q_{crc}$. Для этого определим геометрические характеристики приведенного сечения, принимая $a = E_s/E_b = 2 \cdot 10^5/3 \cdot 10^4 = 6,67$ и $A_{sp} = 6,16$ см$^2$ (4∅14):

площадь

$$A_{red} = 117,5 \cdot 22 - 6\frac{3,14 \cdot 15,9^2}{4} + 6,67 \cdot 6,16 = 1393,66 + 41,09 = 1434,75 \text{ см}^2;$$

расстояние от центра тяжести до низа

$$y = (1393,66 \cdot 11 + 41,09 \cdot 3)/1434,75 = 10,77 \text{ см};$$

момент инерции

$$I_{red} = \frac{117,5 \cdot 22^3}{12} - 6\frac{3,14 \cdot 15,9^2}{64} + 1393,66\left(11 - 10,77\right)^2 + 41,09\left(10,77 - 3\right)^2 = 88000 \text{ см}^4;$$

статический момент части сечения, расположенной выше оси, проходящей через центр тяжести

$$S_{red} = \frac{117,5 \cdot \left(22 - 10,77\right)^3}{2} - 6\frac{15,9^2}{12} = 5400 \text{ см}^3;$$

Тогда согласно формуле (2.170)

$$Q_{crc} = b\frac{I_{red}}{S_{red}}R_{bt}\sqrt{1 + \frac{P}{R_{bt}A_{red}}} = 22,1\frac{88000}{5400} \cdot 0,105\sqrt{1 + \frac{2150}{0,105 \cdot 1434,75}} = 58,9 \text{ кН}.$$

Поскольку $Q_{max} = 39,3$ кН < $Q_{crc} = 58,9$ кН, прочность наклонного сечения с длиной проекции $c = Mь / Q_{crc}$ заведомо обеспечена.

Проверим условие (2.169), принимая значение $c$ равным длине приопорного участка $l_1$ без нормальных трещин. Значение $l_1$ определим из решения уравнения

$$M = \frac{ql}{2}l_1 - \frac{ql_1^2}{2} = M_{crc}$$

Определим момент $M_{crc}$, принимая $W_{red} = \frac{I_{red}}{y} = \frac{88000}{10,77} = 8170$ см$^3$;

$W_{pl} = 1,3W_{red} = 1,3 \cdot 8170 = 10620$ см$^3$ и $r = \frac{W_{red}}{A_{red}} = \frac{8170}{1434,75} = 5,69$ см;

$e_0 = y - a = 10,77 - 3 = 7,77$ см;

$M_{crc}=R_{bt}W_{pl}+P(e_0+r)=0,105\cdot 10620+2150\cdot(7,77+5,69)=4010$кНсм=40,1 кНм.

Из вышеприведенного квадратного уравнения находим $c = l_1$:

$$l_1=\frac{l}{2}-\sqrt{\left(\frac{l}{2}\right)^2-\frac{2M_{crc}}{q}}=\frac{5,85}{2}-\sqrt{\left(\frac{5,85}{2}\right)^2-\frac{2\cdot 40,1}{13,44}}=1,316 \text{ м}.$$

Определяем коэффициент $\varphi_n$.

Ширину свесов сжатой полки определим как сумму сторон квадратов $a_к$, эквивалентных по площади сечению пустот, а их толщину $h_f^{'}$ как расстояние между эквивалентным квадратом и верхней гранью, т.е.

$$a_k=D\sqrt{\frac{\pi}{4}}=15,9\sqrt{\frac{\pi}{4}}=14,09 \text{ см}; \; b'_f \; -b = 6a_k = 6\cdot 140,9 = 845,4 \text{ мм};$$

$$h_f^{'}=(h-a_k)/2 \; = (22 -14,09)/2 = 3,95 \text{ см}.$$

Тогда $A_1=A-(b_f^{'}-b)\cdot h_f^{'}$ = 1393,66 – 84,55·3,95 = 1059,70 см$^2$;

$$\frac{P}{R_bA_1}=\frac{2150}{1,45\cdot 1059,7}=0,14;$$

$$\varphi_n=1+1,6\frac{P}{R_bA_1}-1,16\left(\frac{P}{R_bA_1}\right)^2=1+1,6\cdot 0,14-1,16\cdot 0,14^2=1,201.$$

Поскольку $c = l_1 = 1,316$ м $> 3h_o = 3\cdot 0,19 = 0,57$ м, принимаем $Q_b = Q_{b,min} = 0,5\varphi_nR_{bt}bh_o$ = 0,5·1,201·0,105·22,1·19 = 26,48 кН.

Поперечная сила в конце наклонного сечения равна

$Q = Q_{max} - q_1c$ = 39,3 - 9,84·1,316 = 26,36 кН < $Q_b$ = 26,48 кН, т.е. условие (2.169) выполняется для любых наклонных сечений. Следовательно, поперечную арматуру в плите можно не устанавливать.

*Пример 32*. *Требуется* по данным примера 27 проверить прочность наклонных сечений на действие изгибающего момента, принимая растянутую продольную арматуру ребра плиты в виде одного напрягаемого стержня класса А800 диаметром 22 мм ($R_s$ = 695 МПа, $A_{sp}$ = 3,80 см$^2$) и одного ненапрягаемого стержня класса В500 диаметром 5 мм ($R_s$ = 415 МПа, $A_s$ =19,6 мм$^2$); оба стержня анкеров не имеют; длина площадки опирания $l_{sup}$ = 150 мм.

*Расчет.* Определим коэффициент влияния поперечного обжатия бетона *a*, принимая $\sigma_b=\frac{F_{\text{sup}}}{A_{\text{sup}}}=\frac{Q_{\max}}{bl_{\text{sup}}}=\frac{55000}{85\cdot 150}=4,31 \text{ МПа}\cdot$

Поскольку $\frac{\sigma_s}{R_b}=\frac{4,31}{14,5}=0,297>0,25$, принимаем *a* = 0,75.

По формуле (2.175) определяем длину зоны анкеровки напрягаемого стержня, принимая $\eta_1$ = 2,5, $\eta_2$ = 1,0, $d_s$ = 22 мм;

$$l_{an}=a\frac{R_s}{4R_{bond}}d_s=a\frac{R_s}{4\eta_1R_{bt}}d_s=0,75\frac{695\cdot 22}{4\cdot 2,5\cdot 1,05}=1092 \text{ мм}=109,2 \text{ см}.$$

Для этого стержня $l_s = l_{sup} = 150$ мм, тогда

$$N_s = R_s A_{sp} \frac{l_s}{l_{an}} = 69,5 \cdot 3,80 \frac{15}{109,2} = 362,77 \text{ кН}.$$

Аналогично определяем длину зоны анкеровки ненапрягаемого стержня, принимая $\eta_1 = 2,0$, $d_s = 5$ мм:

$$l_{as} = 0,75 \frac{415 \cdot 5}{4 \cdot 2 \cdot 1,05} = 185,3 \text{ мм} = 18,53 \text{ см}.$$

Для этого стержня $l_s = l_{sup}$ - 10 = 140 мм, тогда

$$N_{ss} = R_s A_s \frac{l_s}{l_{as}} = 41,5 \cdot 1,96 \frac{14}{18,53} = 6,145 \text{ кН}.$$

Итого полное значение $N_s$ равно $N_s = 36277 + 6145 = 42422$ Н.

Принимая ширину сжатой грани $b = b_f^{'} = 72,5$ см, определяем плечо внутренней пары сил:

$$z_s = h_o - N_s / (2R_b b) = 410 - 42422 / (2 \cdot 14,5 \cdot 725) = 408 \text{ мм} = 40,8 \text{ см}.$$

Тогда $M_s = N_s z_s = 42422 \cdot 408 = 17,3 \cdot 10^6$ Н·мм = 17,3 кНм.

Из примера 27 имеем $q_{sw}$ = 0,294 кН/см и $q$ = 0,23 кН/см. Определим длину проекции невыгоднейшего наклонного сечения по формуле (2.176)

$$c = \frac{Q_{\max}}{q_{sw} + q} = \frac{550}{0,294 + 0,23} = 10,50 \text{ см} > 2h_o = 2 \cdot 41 = 82 \text{ см},$$

следовательно, принимаем с = $2/h_o$ = 820 мм и тогда

$M_{sw} = 0,5 q_{sw} c^2 = 0,5 \cdot 0,294 \cdot 82^2 = 984,4$ кНсм = 9,88 кН·м.

За расчетный момент принимаем изгибающий в нормальном сечении, проходящем через конец наклонного сечения, т.е. на расстоянии ($l_y$ + $c$) от точки приложения опорной реакции (где $l_y = l_{sup}/3 = 5$ см (рис. 2.41).

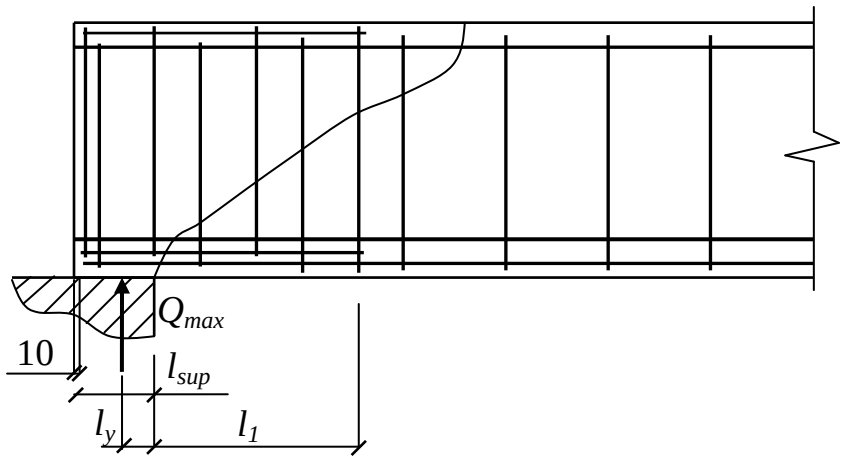



Рисунок 2.41– Размеры в опорной части элемента к расчету наклонных сечений

$$M = Q_{\max}\left(l_y + c\right) - \frac{q\left(l_y + c\right)^2}{2} = 55\left(0,05 + 0,82\right) - \frac{23\left(0,05 + 0,82\right)^2}{2} =$$

=39,14 кНм>$M_s$+$M_{sw}$=17,3+9,88=27,18 кНм, т.е. прочность наклонного сечения на действие изгибающего момента не обеспечена.

Добавляем на приопорном участке дополнительный каркас длиной $l_1$=400 мм с поперечными стержнями ∅8 А400 шагом 200 мм. Тогда добавочное поперечное армирование, выраженное через $\Delta q_{sw}$, равно

$$\Delta q_{sw} = R_{sw} A_{sw} / s_w = 28,5 \cdot 0,503 / 20 = 0,717 \text{ кН/см}$$

а $q_{sw1} = q_{sw} + \Delta q_{sw} = 0,294 + 0,717 = 1,011$ кН/см.

Проекция невыгоднейшего наклонного сечения равна

$$c = \frac{Q_{max} - \Delta q_{sw} l_1}{q + q_{sw} - \Delta q_{sw}} = \frac{Q_{max} - \Delta q_{sw} l_1}{q + q_{sw2}} = \frac{550 - 0,717 \cdot 40}{0,23 + 0,294} = 50,25 \text{ см} > l_1 = 40 \text{ см} \cdot$$

Значение $M_{sw}$ определяем по формуле (2.173)

$M_{sw} = 0,5 q_{sw1} c^2 - 0,5 \Delta q_{sw} (c - l_1)^2 = 0,5 \cdot 1,011 \cdot 50,25^2 - 0,5 \cdot 0,717 \cdot (50,25 - 40)^2 =$ 1314 кНсм = 13,14 кНм.

$l_y + c = 0,05 + 0,50 = 0,55$ м.

$M = 55 \cdot 0,55 - 12 \cdot 0,557^2/2 = 26,77$ кН·м < $M_s + M_{sw} = 30,44$ кН·м. т.е. прочность наклонного сечения обеспечена.

## 3 Расчет предварительно напряженных элементов железобетонных конструкций по предельным состояниям второй группы

Расчеты по предельным состояниям второй группы включают:

– расчет по раскрытию трещин;

– расчет по деформациям.

Расчет по образованию трещин производят для проверки необходимости расчета по раскрытию трещин, а также для проверки необходимости учета трещин при расчете по деформациям.

Требования по отсутствию трещин предъявляют к предварительно напряженным конструкциям, у которых при полностью растянутом сечении должна быть обеспечена непроницаемость (находящихся под давлением жидкости или газов, испытывающих воздействие радиации и т.п.), к уникальным конструкциям, а также к конструкциям при воздействии сильно агрессивной среды.

При расчете по предельным состояниям второй группы нагрузки принимают с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f = 1{,}0$.

Расчет изгибаемых предварительно напряженных элементов по предельным состояниям второй группы производят как при внецентренном сжатии на совместное действие усилий от внешней нагрузки $M$ и продольной силы $N_p$, равной усилию предварительного обжатия $P$.

### 3.1 Расчет предварительно напряженных железобетонных элементов по раскрытию трещин

Расчет предварительно напряженных изгибаемых элементов по раскрытию трещин производят в тех случаях, когда соблюдается условие $M > M_{crc}$, где $M$ – изгибающий момент от внешней нагрузки; $M_{crc}$ – изгибающий момент, воспринимаемый нормальным сечением элемента при образовании трещин.

Для центрально растянутых элементов ширину раскрытия трещин определяют при соблюдении условия $N > N_{crc}$, где $N$ – продольное растягивающее усилие от внешней нагрузки; $N_{crc}$ – продольное растягивающее усилие, воспринимаемое элементом при образовании трещин.

Расчет железобетонных элементов производят по непродолжительному и продолжительному раскрытию трещин.

Непродолжительное раскрытие трещин определяют от совместного действия постоянных и временных (длительных и кратковременных) нагрузок, продолжительное - только от постоянных и временных длительных нагрузок. При этом коэффициент надежности по нагрузке принимается равным $\gamma_f = 1{,}0$.

Расчет по раскрытию трещин производят из условия

$$a_{crc} \le a_{crc,ult} \qquad (3.1)$$

где $a_{crc}$ – ширина раскрытия трещин от действия внешней нагрузки;

$a_{crc,ult}$ – предельно допустимая ширина раскрытия трещин (табл. 20 приложения).

Для элементов, к которым не предъявляются требования непроницаемости, значения $a_{crc,ult}$ принимают равными:

– при арматуре классов А240-А600, В500:

0,3 мм – при продолжительном раскрытии трещин;

0,4 мм – при непродолжительном раскрытии трещин;

– при арматуре классов А800, А1000, а также Вр1200-Вр1400, К1400, К1500 (К-19) и К1500 (К-7) диаметром 12 мм:

0,2 мм – при продолжительном раскрытии трещин;

0,3 мм – при непродолжительном раскрытии трещин;

при арматуре классов Вр1500 и К1500 (К-7) диаметром 6 и 9 мм

0,1 мм – при продолжительном раскрытии трещин;

0,2 мм – при непродолжительном раскрытии трещин.

Расчет по раскрытию трещин не производится, если соблюдается условие

$$M < M_{crc}\ , \qquad (3.2)$$

где $M$ – изгибающий момент от внешней нагрузки;

$M_{crc}$ изгибающий момент, воспринимаемый нормальным сечением элемента при образовании трещин.

### 3.1.1 Определение момента образования трещин, нормальных к продольной оси элемента

Момент образования трещин предварительно напряженных изгибаемых элементов в стадии эксплуатации (рис. 3.1) определяют по формуле

$$M_{crc} = \gamma W_{red} R_{bt,ser} + P(e_{0p} + r) \qquad (3.3)$$

где $W_{red}$ - момент сопротивления приведенного сечения для крайнего растянутого волокна, определяемый как для упругого тела по формуле

$$W_{red} = I_{red}/y; \qquad (3.4)$$

значения $I_{red}$ и $y$ – момент инерции приведенного сечения и расстояние от наиболее растянутого волокна до центра тяжести;

$\gamma$ – коэффициент, определяемый согласно табл. 18 приложения;

$e_{0p}$ – эксцентриситет усилия обжатия $P$ относительно центра тяжести приведенного сечения;

$r$ – расстояние от центра тяжести приведенного сечения до ядровой точки, значение $r$ определяется по формуле

$$r = \frac{W_{red}}{A_{red}} \qquad (3.5)$$

где $A_{red}$ – приведенная площадь сечения.

Момент образования трещин в зоне сечения, растянутой от действия усилия предварительного обжатия (рис. 3.2) в стадии изготовления, определяют по формуле

$$M_{crc} = \gamma W_{red}^{\sup} R_{bt,ser}^{(p)} - P_{(1)}\left(e_{0p1} - r_{\inf}\right) \qquad (3.6)$$

Где $W_{red}^{\sup}$ – значение $W_{red}$ определяемое для растянутого от усилия обжатия $P_{(1)}$ волокна (верхнего);

$r_{inf}$ – расстояние от центра тяжести приведенного сечения до ядровой точки, наиболее удаленной от грани элемента, растянутой усилием $P_{(1)}$;

$P_{(1)}$ и $e_{0p1}$ – усилия обжатия с учетом первых потерь напряжений и его эксцентриситет относительно центра тяжести приведенного сечения;

$R_{bt,ser}^{(p)}$ – значение $R_{bt,ser}$ при классе бетона, численно равном передаточной прочности $R_{bp}$.

Значения $W_{red}^{\sup}$ и $r_{inf}$ допускается определять при тех же значениях $a=E_s/E_b$, что и в стадии эксплуатации.

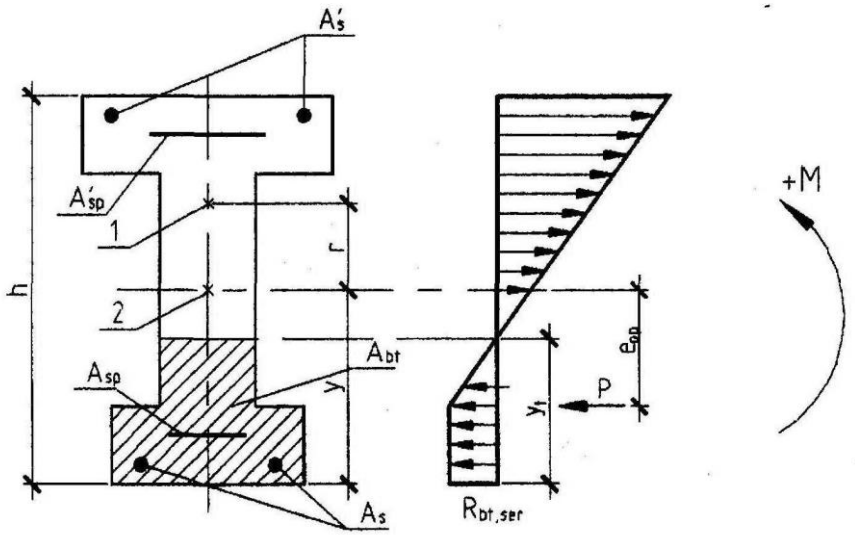



Рисунок 3.1 – Схема усилий и эпюра напряжений в поперечном сечении элемента при расчете по образованию трещин в стадии эксплуатации
*1 - ядровая точка; 2 - центр тяжести приведенного сечения*

Если вычисленное значение $M_{crc}$ отрицательное, это означает, что трещины образованы до приложения внешней нагрузки.

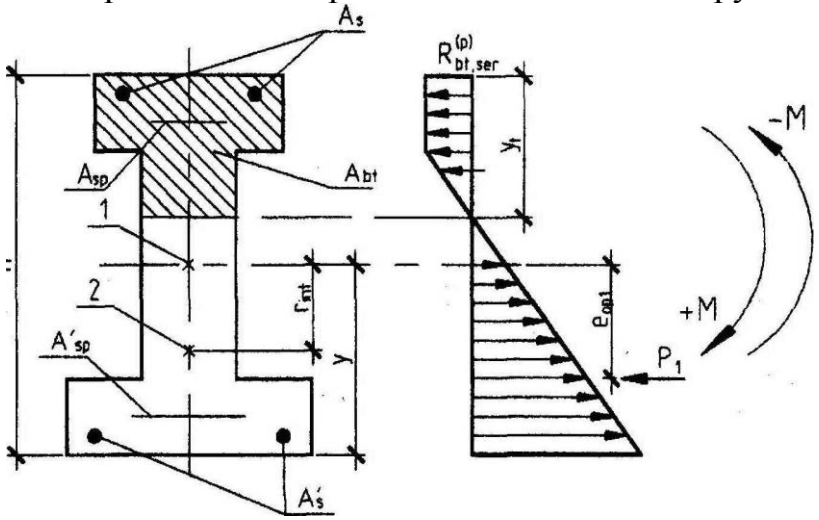



Рисунок 3.2 – Схема усилий и эпюра напряжений в поперечном сечении элемента при расчете по образованию трещин в стадии изготовления
*1 - центр тяжести приведенного сечения; 2 - ядровая точка*

Момент $M$ в условии (3.2) определяется при $\gamma_f$ = 1,0 при этом он учитывается со знаком "плюс", если направление этого момента совпадает с

направлением момента усилия $P_{(1)}$ и со знаком "минус" - когда направления противоположны.

Определение момента образования трещин на основе нелинейной деформационной модели принимая расчетные характеристики материалов для предельных состояний второй группы. При этом учитывается работа бетона в растянутой зоне, определяемой двухлинейной диаграммой (рис. 3.3), согласно которой напряжения бетона $\sigma_b$ определяются следующим образом:

при $0 \le \varepsilon_b \le \varepsilon_{bt1,red} \rightarrow \sigma_b = E_{bt,red}\,\varepsilon_b$;

при $\varepsilon_{bt1,red} < \varepsilon_b \le \varepsilon_{bt2} \rightarrow \sigma_b = R_{bt,ser}$;

где $E_{bt,red}$ - приведенный модуль деформаций растянутого бетона, равный $E_{bt,red} = R_{bt,ser}/\,\varepsilon_{bt1,red}$; $\varepsilon_{bt1,red} = 8\cdot10^{-5}$; $\varepsilon_{bt2} = 15\cdot10^{-5}$.

Значение $M_{crc}$ определяется из решения системы уравнений (2.141)-(2.143), принимая относительную деформацию бетона у растянутой зоны равной $\varepsilon_{bt2}$.

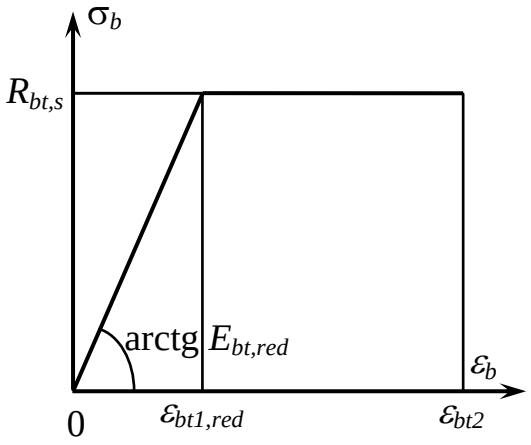



Рисунок 3.3 – Двухлинейная диаграмма состояния растянутого бетона

### 3.1.2 Расчет ширины раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента

Ширину раскрытия нормальных трещин определяют по формуле

$$a_{crc} = \varphi_1\varphi_2\psi_s \frac{\sigma_s}{E_s} l_s, \qquad (3.7)$$

где $\sigma_s$ – приращение напряжений в продольной предварительно напряженной арматуре в сечении с трещиной от внешней нагрузки, определяемое согласно (3.9);

$l_s$ – базовое (без учета вида внешней поверхности арматуры) расстояние между смежными нормальными трещинами, определяемое по формуле (3.13);

$\varphi_1$ – коэффициент, учитывающий продолжительность действия нагрузки и принимаемый равным:

1,0 – при непродолжительном действии нагрузки;

1,4 – при продолжительном действии нагрузки;

$\varphi_2$ – коэффициент, учитывающий профиль арматуры и принимаемый равным:

0,5 – для арматуры периодического профиля и канатной;

0,8 – для гладкой арматуры (класса А240);

$\psi_s$ – коэффициент, учитывающий неравномерное распределение относительных деформаций растянутой арматуры между трещинами; допускается принимать $\psi_s = 1$; если при этом условие (3.1) не удовлетворяется, значение *y,* следует определять по формуле (3.17).

4.9. Приращение напряжений $\sigma_s$ в растянутой арматуре изгибаемых предварительно напряженных элементов определяют по формуле

$$\sigma_s = \frac{P}{S_{red}}\left(h_o - x\right)a_{s1}, \qquad (3.8)$$

где $S_{red}$ – статический момент относительно нейтральной оси приведенного сечения, включающего в себя только площадь сечения сжатой зоны бетона и площади растянутой и сжатой арматуры, умноженные на коэффициент приведения арматуры к бетону $a_{s1}$; значения $S_{red}$ вычисляют по формуле

$$S_{red} = S_b + a_{s1}(S_s^{'} - S_s) \qquad (3.9)$$

здесь: $S_b, S_s^{'}, S_s$ $S_b$, $S'_s$, $S_s$ - статические моменты соответственно сжатой зоны бетона, площадей сжатой и растянутой арматуры относительно нейтральной оси;

*x* - высота сжатой зоны бетона, определяемая из решения уравнения

$$\frac{I_{red}}{S_{red}} = \frac{M}{P} \pm e_{sp} - \left(h_o - x\right); \qquad (3.10)$$

$I_{red}$ – момент инерции указанного выше приведенного сечения относительно нейтральной оси;

$e_{sp}$ – расстояние от точки приложения усилия обжатия $P$ до центра тяжести растянутой арматуры, при этом знак "плюс" принимается, если направление вращения моментов $M$ и $Pe_{sp}$ совпадают (рис. 3.4).

Значение коэффициента приведения арматуры к бетону $a_{s1}$ определяют по формуле

$$a_{s1} = \frac{E_s}{E_{b,red}} \qquad (3.11)$$

где $E_{b,red}$ – приведенный модуль деформации сжатого бетона, равный $E_{b,red} = R_{b,ser} / \varepsilon_{b1,red}$ , $\varepsilon_{b1,red} = 0{,}0015$.

Коэффициент $a_{s1}$ для всех видов арматуры кроме канатной можно принимать равным $a_{s1} = 300/R_{b,ser}$, а для канатной арматуры - $a_{s1} = 270/ R_{bser}$ (где $R_{bser}$ – в МПа).

Для прямоугольных, тавровых и двутавровых сечений значение $\sigma_s$ допускается определять по формуле

$$\sigma_s = \frac{M_s / z - P}{A_{sp} + A_s}, \qquad (3.12)$$

где $z$ – плечо внутренней пары сил, равное $z = \zeta \cdot h_o$, а коэффициент $\zeta$ определяется по табл. 21 приложения;

$M_s = M \pm Pe_{sp}$

Значения $\sigma_s$, определяемые по формулам (3.8) и (3.12), не должны превышать $R_{s,ser} - \sigma_s$.

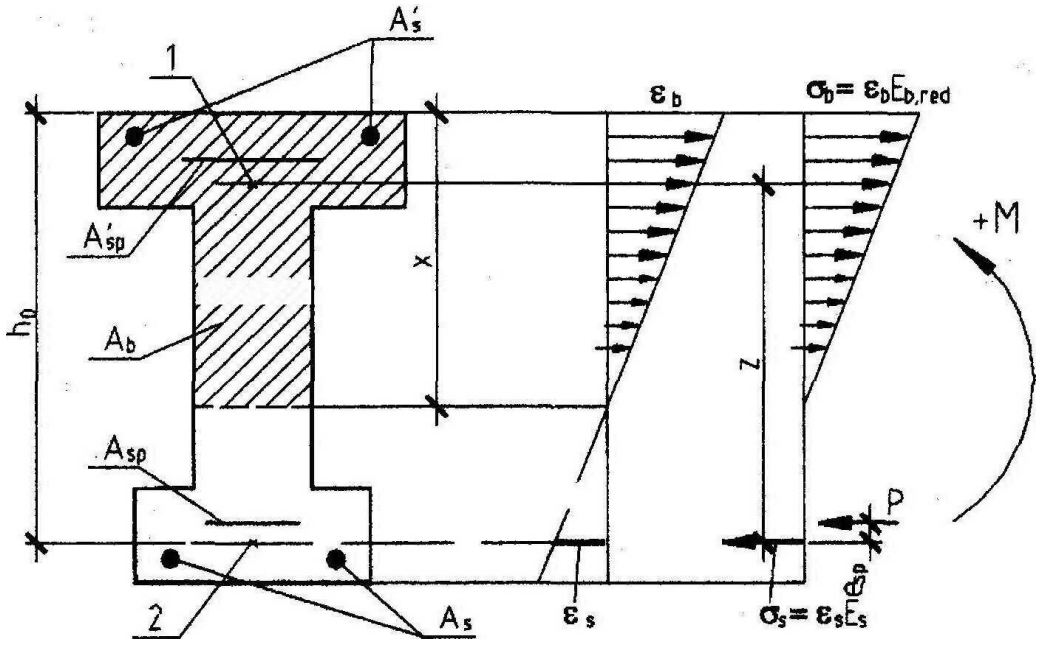



Рисунок 3.4 – Схемы усилий и напряженно-деформированного состояния сечения с трещиной в стадии эксплуатации при расчете по раскрытию трещин
*1 - точка приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне; 2 - центр тяжести сечения арматуры S*

Значение базового расстояния между трещинами $l_s$ определяют по формуле

$$l_s = 0{,}5\frac{A_{bt}}{A_s + A_{sp}} d_s, \qquad (3.13)$$

и принимают не менее $10d_s$ и 100 мм и не более $40d_s$ и 400 мм.

Здесь: $A_{bt}$ – площадь сечения растянутого бетона. При этом высота растянутой зоны бетона принимается не менее $2a$ и не более $0{,}5h$.

Для прямоугольных, тавровых и двутавровых сечений высоту растянутой зоны допускается определять с учетом указанных ограничений по формуле

$y_t = k \cdot y_0$ (3.14)

где $y_0$ – высота растянутой зоны бетона, определяемая как для упругого материала по приведенному сечению при коэффициенте приведения арматуры к бетону $a = E_s/E_b$;

$\kappa$ – поправочный коэффициент, учитывающий неупругие деформации растянутого бетона и равный:

для прямоугольных сечении и тавровых с полкой в сжатой зоне - 0,9;

для двутавровых (коробчатых) сечений и тавровых с полкой в растянутой зоне - 0,95. Значение $y_0$ принимается равным

$$y_0 = \frac{S_{red}}{A_{red} + P / R_{bt,ser}}, \qquad (3.15)$$

где $S_{red}$ – статический момент приведенного сечения относительно растянутой грани; $A_{red} = A + \alpha A_{sp} + \alpha A_s + \alpha A_s'$;

При различных диаметрах стержней растянутой арматуры значение $d_s$ принимается равным

$$d_s = \frac{n_1 d_{s1}^2 + \cdots + n_k d_{sk}^2}{n_1 d_{s1} + \cdots + n_k d_{sk}}, \qquad (3.16)$$

где $d_{s1}$,... $d_{sk}$ – диаметры стержней растянутой арматуры;

$n_1$,... $n_k$ - число стержней с диаметрами соответственно $d_1$,... $d_k$.

Значения коэффициента $\psi_s$ определяют по формуле

$$\psi_s = 1 - 0{,}8\frac{\sigma_{s,crc}}{\sigma_s} \qquad (3.17)$$

где $\sigma_{s,crc}$ – приращение напряжений в растянутой арматуре в сечении с трещиной сразу после образования нормальных трещин, определяемое по формуле (3.8), принимая в соответствующих формулах значения $M = M_{crc}$, где $M_{crc}$ – см. формулы (3.3) и (3.6);

$\sigma_s$ – то же, при действии рассматриваемой нагрузки.

Если $\sigma_{s,crc} > \sigma_s$ принимают $\psi_s = 0{,}2$.

Ширину раскрытия трещин принимают равной:

при продолжительном раскрытии

$a_{crc} = a_{crc1}$; (3.18)

при непродолжительном раскрытии

$a_{crc} = a_{crc1} + a_{crc2} - a_{crc3}$, (3.19)

где $a_{crc1}$ – ширина раскрытия трещин, определяемая по формуле (3.7) при $\varphi_1 = 1{,}4$ и при действии постоянных и длительных нагрузок (т. е. при $M = M_l$);

$a_{crc2}$ – то же, при $\varphi_1 = 1{,}0$ и действии всех нагрузок (т.е. при $M = M_{tot}$);

$a_{crc3}$ – то же, при $\varphi_1 = 1{,}0$ и действии постоянных и длительных нагрузок (т.е. при $M = M_l$), Ширину непродолжительного раскрытия трещин можно также определять по формуле

$a_{crc} = a_{crc2}(1+0{,}4A)$, (3.20)

где $A = \frac{\sigma_{sl} - 0{,}8\sigma_{s,crc}}{\sigma_s - 0{,}8\sigma_{s,crc}}$,

а значения $\sigma_s$, $\sigma_{sl}$, $\sigma_{s,crc}$ определяются по формуле (3.8) при действии моментов соответственно $M_{tot}$ , $M_l$ и $M_{crc}$.

При этом, если выполняется условие

$A > t$, (3.21)

можно проверять только продолжительное раскрытия трещин, а если условие (3.21) не выполняется – только непродолжительное раскрытие.

Здесь: $t$ = 0,68 – при допустимой ширине продолжительного и непродолжительного раскрытия трещин равных соответственно 0,3 и 0,4 мм;

$t$ = 0,59 - при этих величинах, равных 0,2 и 0,3 мм;

$t$ = 0,42 - при этих величинах равных 0,1 и 0,2 мм.

Если принято, что $\psi_s$ = 1,0, то в формулах (3.20) и (3.21) принимается $A = \sigma_{sl} / \sigma_s$.

Ширину раскрытия трещин в зоне сечения, растянутой от действия усилия предварительного обжатия в стадии изготовления, определяют по формуле (3.7), принимая $\varphi_1$ = 1,0, $\varphi_2$ и $d_s$ – как для арматуры, расположенной в указанной зоне. При определении напряжения $\sigma_s$ по формуле (3.8) значение $e_{sp}$ принимают как расстояние от точки приложения усилия $P$ до центра тяжести указанной арматуры (верхней, рис. 3.5), а момент $M$, действующий в стадии изготовления, определяют при $\gamma_f$ = 1,0. Расчетные сопротивления бетона $R_{bt,ser}$ и $R_{b,ser}$ определяют при классе бетона, численно равном передаточной прочности бетона $R_{bp}$. Усилие предварительного обжатия $P$ определяется с учетом только первых потерь.

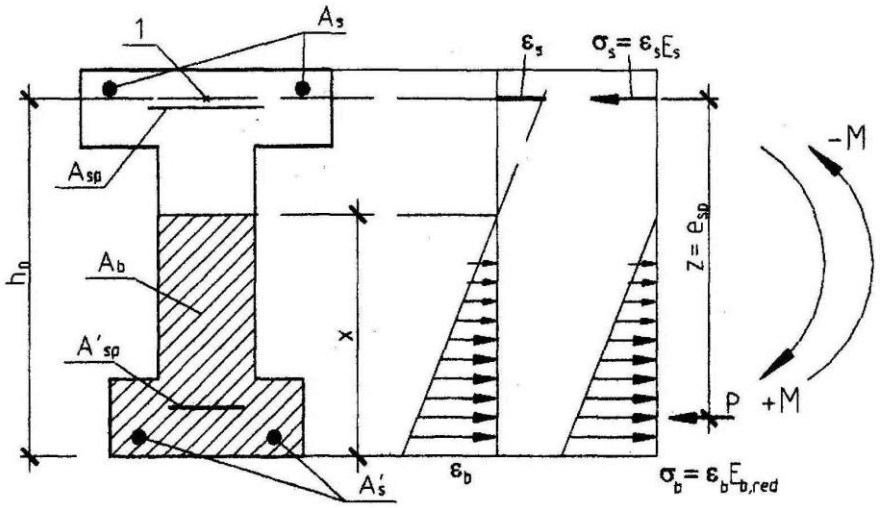



Рисунок 3.5 Схемы усилий и напряженно-деформированного состояния сечения с трещиной в стадии изготовления

*1 - центр тяжести арматуры растянутой зоны*

**Примеры расчета**

*Пример 33*. *Дано:* многопустотная плита перекрытия – по рис. 3.6,*а*; бетон класса В15 ($R_{bt,ser}$ = 1,1 МПа, $R_{b,ser}$ = 11 МПа); геометрические характеристики приведенного сечения: площадь $A_{red}$ = 1919,2 см$^2$, расстояние от центра тяжести до растянутой (нижней) грани $y$=107,2 мм, момент инерции $I_{red}$ = 113200 см$^4$; момент в середине пролета от всех нагрузок $M_{tot}$ = 57,8 кНм, момент от постоянных и длительных нагрузок $M_l$ = 46,5 кНм; продольная арматура класса А540, площадью сечения $A_{sp}$ = 7,69 см$^2$ (5∅14); усилие предварительного обжатая (с учетом всех потерь) $P$ = 220 кН.

*Требуется* рассчитать плиту по раскрытию трещин в стадии эксплуатации.

*Расчет.* Определяем момент образования трещин. Согласно формулам (3.4) и (3.5) момент сопротивления приведенного сечения и ядровое расстояние соответственно равны

$W_{red} = I_{red}/y = 1{,}132 \cdot 10^9/107{,}2 = 1{,}056 \cdot 10^7$ мм$^3$;

$$r = \frac{W_{red}}{A_{red}} = \frac{10560}{1919{,}2} = 5{,}5$$ см.

Поскольку в плите располагается, в основном, только напрягаемая арматура, точка приложения усилия обжатия совпадает с центром тяжести арматуры, т.е. $e_{0p} = y - a = 10{,}72 - 2{,}7 = 8{,}02$ мм и $e_{sp} = 0$. Тогда при $\gamma = 1{,}25$ (см. табл. 18 приложения):

$M_{crc} = 1{,}25 W_{red} R_{bt,ser} + P(e_{0p} + r) = 1{,}25 \cdot 10560 \cdot 1{,}1 + 220(8{,}02 + 5{,}5) = 4426$кНсм $= 44{,}26$ кНм $< M_{tot} = 57{,}8$ кНм

т.е. трещины образуются и, следовательно, расчет по раскрытию трещин необходим.

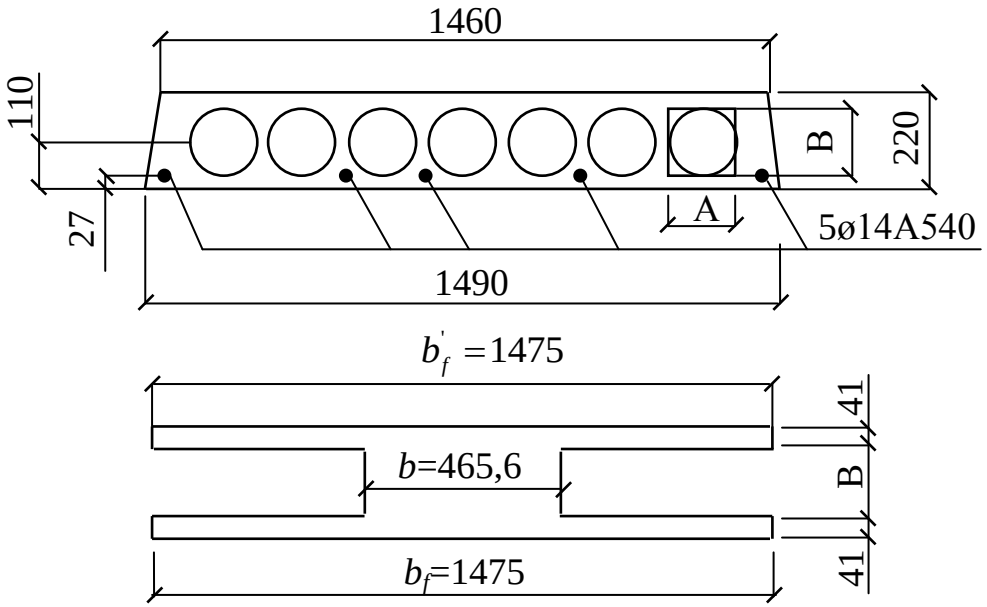



Рисунок 3.6– Размеры сечения и армирование пустотной плиты
*а -фактическое сечение плиты; б - эквивалентное сечение плиты*

Определим по формуле (3.12) приращение напряжения напрягаемой арматуры от действия постоянных и длительных нагрузок $\sigma_s = \sigma_{sl}$ т.е. принимая $M = M_l = 46{,}5$ кНм.

Поскольку эксцентриситет $e_{sp}$=0,0,а момент $M_s$=$M$=46,5 кН·м и тогда $$e_s = \frac{M_s}{P} = \frac{46{,}5}{220} = 0{,}211 \text{ м} = 21{,}1 \text{ см}.$$ Рабочая высота сечения равна $h_o = h$ -а = 22 – 2,7 = 19,3мм, $$\frac{e_s}{h_o} = \frac{21{,}1}{19{,}3} = 1{,}09.$$

Сечение плиты представляем в виде двутаврового сечения, заменив пустоты прямоугольниками, эквивалентными по площади и моменту инерции. Ширина и высота такого прямоугольника соответственно равны:

$A = 0{,}907D = 0{,}907 \cdot 15{,}9 = 14{,}42$ см; $B = 0{,}866D = 0{,}866 \cdot 15{,}9 = 13{,}8$ см.

Тогда из рис. 3.6 имеем:

$b_f = b'_f = 147{,}5$ см; $b = 1475 - 7 \cdot 144{,}2 = 46{,}56$ см; $h_f = h'_f = (22\text{-}13{,}8)/2 = 4{,}1$см. Принимая $A'_{sp}=A_{sp}=0{,}0$, имеем

$$\varphi_f = \frac{\left(b'_f - b\right)h'_f}{bh_o} = \frac{\left(147{,}5 - 46{,}56\right) \cdot 4{,}1}{46{,}56 \cdot 19{,}3} = 0{,}46.$$

Коэффициент приведения равен $a_{s1} = 300/R_{b,ser} = 300/11 = 27{,}3$, тогда

$$\mu a_{s1} = \frac{a_{s1}A_{sp}}{bh_o} = \frac{27{,}3 \cdot 7{,}69}{46{,}56 \cdot 19{,}3} = 0{,}233.$$

При $\frac{e_s}{h_o} = 1{,}09$, $\varphi_f = 0{,}46$ и $\mu a_{s1} = 0{,}233$ из табл. 21 приложения находим $\zeta = 0{,}81$, тогда $z = \zeta \cdot h_o = 0{,}81 \cdot 193 = 156{,}3$ мм.

$$\sigma_{sl} = \frac{M_s / z - P}{A_{sp}} = \frac{46{,}5 \cdot 10^6 / 156{,}3 - 220000}{769} = 100{,}8\ \text{МПа}.$$

Аналогично определим значение $\sigma_{s,crc}$ при действии момента $M = M_{crc} = 44{,}26$ кНм; $\frac{e_s}{h_o} = \frac{44{,}26}{220 \cdot 0{,}193} = 1{,}04.$

Поскольку согласно табл. 21 в данном случае при значении $\frac{e_s}{h_o} > 1{,}0$ коэффициент $\zeta$ не зависит от $\frac{e_s}{h_o}$, принимаем вычисленное выше значение $z = 15{,}63$ мм. Тогда $\sigma_{s,crc} = \frac{4426 / 15{,}63 - 220}{7{,}69} = 82{,}0$ МПа.

При моменте от всех нагрузок $M = M_{tat} = 57{,}8$ кНм значение $\sigma_s$ равно

$$\sigma_s = \frac{5780 / 15{,}63 - 220}{7{,}69} = 194{,}8\ \text{МПа}.$$

Проверим условие (3.21), принимая $t = 0{,}68$,

$$A = \frac{\sigma_{sl} - 0{,}8\sigma_{s,crc}}{\sigma_s - 0{,}8\sigma_{s,crc}} = \frac{100{,}8 - 0{,}8 \cdot 82}{194{,}8 - 0{,}8 \cdot 82} = 0{,}272 < t = 0{,}68$$

следовательно, проверяем только непродолжительное раскрытие трещин по формуле (3.20).

По формуле (3.17) определяем коэффициент $\psi_s$, принимая $\sigma_s = 194{,}8$ МПа

$$\psi_s = 1 - 0{,}8\frac{\sigma_{s,crc}}{\sigma_s} = 1 - 0{,}8\frac{82}{194{,}8} = 0{,}663.$$

Определим расстояния между трещинами $l_s$.

Высота зоны растянутого бетона, определенная как для упругого материала, при $S_{red} = A_{red}y = 191920 \cdot 107{,}2 = 20574000$ мм$^2$ равна

$$y_0 = \frac{S_{red}}{A_{red} + P / R_{bt,ser}} = \frac{20574}{1919,2 + 220 / 1,1} = 5,25$$ см,

а с учетом неупругих деформаций растянутого бетона

$y_t = k \cdot y_0 = 0,95 \cdot 5,25 = 4,99$ см.

Поскольку $y_t < 2a = 2 \cdot 2,7 = 5,4$ см, принимаем $y_t = 5,4$ см $> h_f = 4,1$ см. Тогда площадь сечения растянутого бетона равна

$A_{bt} = by_t + (b_f - b)h_f = 46,56 \cdot 5,4 + (147,5 - 46,56) \cdot 4,1 = 665,3$ см$^2$,

$$l_s = 0,5\frac{A_{bt}}{A_{sp}} d_s = 0,5\frac{665,3}{7,69} \cdot 1,4 = 60,56$$ см.

Поскольку $l_s > 40$ см и $l_s > 40d = 40 \cdot 1,4 = 56$ см, принимаем $l_s = 40$ см.

По формуле (3.7) определяем $a_{crc,2}$, принимая $\varphi_1 = 1,0$, $\varphi_2 = 0,5$

$$a_{crc,2} = \varphi_1 \varphi_2 \psi_s \frac{\sigma_s}{E_s} l_s = 0,5 \cdot 0,663 \frac{194,8}{200000} \cdot 400 = 0,129 \text{ мм}.$$

$a_{crc} = a_{crc,2}(1 + 0,4A) = 0,129(1 + 0,4 \cdot 0,272) = 0,164$ мм,

что меньше предельно допустимого значения 0,4 мм.

*Пример 34*. *Дано*: плита перекрытия по рис. 3.7; бетон класса В25 ($R_{bt,ser}$ = 1,55 МПа, $R_{b,ser}$ = 18,5 МПа); геометрические характеристики половины приведенного сечения: площадь $A_{red} = 555$ см$^2$, расстояние от центра тяжести сечения до растянутой (нижней) грани $y = 220$ мм, момент инерции $I_{red} = 71800$ мм$^4$; напрягаемая арматура класса А600, площадью сечения $A_{sp} = 4,91$ см$^2$ (1∅25); ненапрягаемая арматура, растянутая и сжатая, класса А400, площадью сечения соответственно $A_s = 0,785$ см$^2$ (1∅10), $A_s^{'} = 0,503$ мм$^2$ (1∅8); максимальный момент для половины сечения плиты: от всех нагрузок $M_{tot}$ = 66 кН·м, от постоянных и длительных нагрузок $M_l$ = 60 кН·м; усилие предварительного обжатия (с учетом всех потерь) $P$ = 150 кН, его эксцентриситет $e_{op}$ = 165 мм.

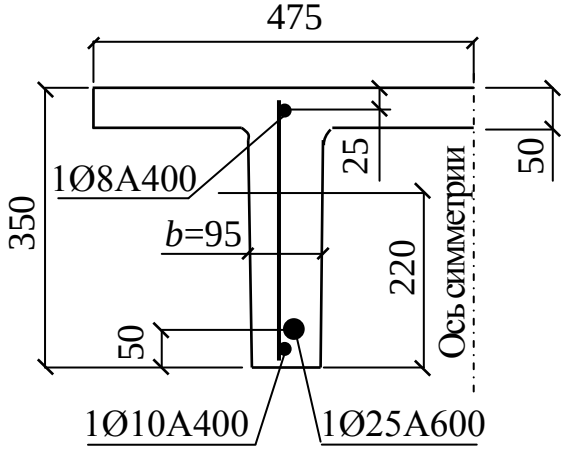



Рисунок 3.7 –Сечение и размеры плиты перекрытия

*Требуется* рассчитать плиту по раскрытию трещин в стадии эксплуатации.

*Расчет*. Определяем момент образования трещин. Момент сопротивления приведенного сечения для растянутой грани равен

$W_{red} = I_{red}/y$ =71800/22 = 3260 см$^3$;

ядровое расстояние $$r = \frac{W_{red}}{A_{red}} = \frac{3260}{555} = 5{,}88 \text{ см}.$$

Тогда при $\gamma$ = 1,3 (см. табл. 18 приложения)

$M_{crc} = \gamma W_{red} R_{bt,ser} + P(e_{0p}+r)$=1,3·3260·0,155+150·(16,5+5,88)=4014 кНсм = 40,14 кНм < $M_{tot}$ = 66 кНм, т.е. трещины образуются, и следовательно, расчет по раскрытию трещин необходим.

Определим по формуле (3.12) приращение напряжения напрягаемой арматуры от действия постоянных и длительных нагрузок, т.е. принимая $M = M_l$ = 60 кНм.

Рабочая высота сечения равна $h_o = h - a$ = 35 - 5 = 30 см. Принимая $e_{sp} = y - a - e_{0p}$ = 22 - 5 – 16,5 = 0,5 см, получаем,

$M_s = M + P \cdot e_{sp}$ = 6000 + 150·0,5 = 6075 кНсм=6075 кНм,

$$\frac{e_s}{h_o} = \frac{M_s}{Ph_o} = \frac{6075}{150 \cdot 30} = 1{,}35.$$

и тогда

Коэффициент приведения $a_{s1}$ равен $a_{s1}$ =300/$R_{b,ser}$ = 300/18,5 = 16,2. Тогда, принимая согласно рис 3.7 $b$ = 9,5 см, имеем

$$\mu a_{s1} = \frac{\left(A_{sp} + A_s\right)a_{s1}}{bh_o} = \frac{\left(4{,}91 + 0{,}785\right)\cdot 16{,}2}{9{,}5 \cdot 30} = 0{,}324.$$

$$\varphi_f = \frac{\left(b_f^{'} - b\right)h_f^{'} + a_{s1}A_s^{'}}{bh_o} = \frac{\left(47{,}5 - 9{,}5\right)\cdot 5 + 16{,}2 \cdot 0{,}503}{9{,}5 \cdot 30} = 0{,}695.$$

Из табл. 21 приложения при $\mu a_{s1}$ = 0,324, $\varphi_f$ = 0,695 и $\frac{e_s}{h_o} = 1{,}35$ находим $\zeta$ = 0,82. Тогда $z = \zeta \cdot h_o$= 0,82 -300 = 246 мм; $A_{sp} + A_s$ = 491 + 78,5 = 596,5 мм$^2$;

$$\sigma_s = \sigma_{sl} = \frac{M_s / z - P}{A_{sp} + A_s} = \frac{6075 / 24{,}6 - 150}{5{,}695} = 170{,}24 \text{ МПа}.$$

Аналогично определяем значение $\sigma_{s,crc}$ при действии момента $M = M_{crc}$ = 40,14 кНм.

$M_s$ = 4014 + 150·0,5 = 4089 кНсм;

$$\frac{e_s}{h_o} = \frac{M_s}{P \cdot h_o} = \frac{4089}{150 \cdot 30} = 0{,}91.$$

Согласно табл. 21 приложения $\zeta$ = 0,82 и $z$ = 246 мм, тогда

$$\sigma_s = \sigma_{s,crc} = \frac{4089 / 24{,}6 - 150}{5{,}695} = 28{,}5 \text{ МПа}.$$

При моменте от всех нагрузок $M = M_{tot}$ = 66 кН·м

$M_s$ = 6600 + 150·0,5 = 66,75 кНсм;

$$\sigma_s = \frac{66,75 / 24,6 - 150}{5,695} = 213,1 \text{ МПа}.$$

Проверим условие (3.21), принимая $t = 0,68$,

$$A = \frac{\sigma_{sl} - 0,8\sigma_{s,crc}}{\sigma_s - 0,8\sigma_{s,crc}} = \frac{170,24 - 0,8 \cdot 28,5}{213,1 - 0,8 \cdot 28,5} = 0,775 < t = 0,68$$

следовательно, проверяем только продолжительное раскрытие трещин.

По формуле (3.17) при $\sigma_s = \sigma_{sl} = 170,24$ МПа определим коэффициент

$$\psi_s = 1 - 0,8\frac{\sigma_{s,crc}}{\sigma_s} = 1 - 0,8\frac{28,5}{170,24} = 0,866.$$

Определим расстояния между трещинами $l_s$.

Высота зоны растянутого бетона, определенная как для упругого материала, при $S_{red} = A_{red}y = 555 \cdot 22 = 12210$ см$^3$ равна

$$y_0 = \frac{S_{red}}{A_{red} + P / R_{bt,ser}} = \frac{12210}{555 + 150 / 0,155} = 8,02 \text{ см},$$

а с учетом неупругих деформаций растянутого бетона

$y_t = \text{k} \cdot \text{y}_\text{o} = 0,9 \cdot 8,02 = 7,22$ см.

Поскольку $y_t < 2a = 2 \cdot 5 = 10$ см, принимаем $y_t = 10$ см. Тогда площадь сечения растянутого бетона равна

$A_{bt} = by_t = 9,5 \cdot 10 = 95$ см$^2$.

Усредненный диаметр стержней растянутой арматуры равен $d_s = \frac{25^2 + 10^2}{25 + 10} = 20,7$ мм. Тогда $l_s = 0,5\frac{A_{bt}}{A_{sp} + A_s}d_s = 0,5\frac{95}{5,695}2,07 = 17,27$ см.

Поскольку $l_s < 10d_s = 20,7$ см, принимаем $l_s = 20,7$ см.

По формуле (3.7) определяем $a_{crc,1}$, принимая $\varphi_1 = 1,4$, $\varphi_2 = 0,5$:

$$a_{crc,1} = \varphi_1\varphi_2\psi_s\frac{\sigma_s}{E_s}l_s = 1,4 \cdot 0,5 \cdot 0,866\frac{170,24}{200000}207 = 0,107 \text{ мм}.$$

, что меньше предельно допустимого значения 0,3 мм.

*Пример 35*. *Дано:* плита перекрытия по рис. 3.7; усилие предварительного обжатия с учетом первых потерь $P_{(1)} = 230$ кН, его эксцентриситет относительно центра тяжести приведенного сечения $e_{0p1} = 167$ мм; передаточная прочность бетона $R_{bp} = 20$ МПа ($R_{bt,ser}^{(p)} = 1,35$ МПа, $R_{b,ser}^{(p)} = 20$ МПа); момент от веса плиты, возникающий при подъеме плиты и растягивающий верхнюю грань, $M_w = 5,3$ кНм; остальные данные из примера №34.

*Требуется* рассчитать плиту по раскрытию трещин в стадии изготовления.

*Расчет*. Сначала выясним, образуются ли верхние трещины в стадии изготовления от усилия предварительного обжатия.

Момент сопротивления $W_{red}^{\text{sup}}$ определяем по формуле (3.4), принимая за $y$ расстояние от центра тяжести до верхней грани, т.е. $y = 35 - 22 = 13$ см,

$$W_{red}^{\sup} = \frac{I_{red}}{y} = \frac{71800}{13} = 5520 \text{ см}^3.$$

$$r_{\inf} = \frac{W_{red}^{\sup}}{A_{red}} = \frac{5520}{555} = 9{,}95 \text{ см.}$$

Тогда

По формуле (3.6) определяем момент образования верхних трещин

$$\gamma W_{red}^{\sup} R_{bt,ser}^{(p)} - P_{(1)}\left(e_{0p1} - r_{\inf}\right) = 1{,}15 \cdot 5520 \cdot 0{,}135 - 230 \cdot \left(16{,}7 - 9{,}95\right) =$$

=-690кНсм <0, т.е. верхние трещины образуются до приложения внешней нагрузки.

Определим ширину непродолжительного раскрытия верхних трещин с учетом указаний, приведенных выше.

За растянутую арматуру принимаем верхний ненапрягаемый стержень ∅8, т.е. $A_s$ = 0,503 см$^2$ .Тогда рабочая высота сечения равна $h_o = h - a_s = 35 - 2{,}5 = 32{,}5$ см, а расстояние от точки приложения усилия обжатия $P_{(1)}$ до растянутой арматуры равно $e_{sp} = y + e_{0p1} - a_s = 13 + 16{,}7 - 2{,}5 = 27{,}2$ см.

Моменты $M_w$ и $P_{(1)}e_{sp}$ имеют одинаковое направление вращения, следовательно, $M_s = P_{(1)}e_{sp} + M_w = 230 \cdot 27{,}2 + 530 = 67{,}86$кНм и

$$\frac{e_s}{h_o} = \frac{M_s}{P_{(1)}h_o} = \frac{6786}{230 \cdot 32{,}3} = 0{,}908.$$

Коэффициент приведения $a_{s1}$ равен

$$a_{s1} = \frac{300}{R_{b,ser}^{(p)}} = \frac{300}{20} = 15$$

$$\mu a_{s1} = \frac{A_s a_{s1}}{bh_o} = \frac{0{,}503 \cdot 15}{9{,}5 \cdot 32{,}5} = 0{,}0244.$$

Тогда

В сжатой (нижней) зоне свесы отсутствуют, а $A_{sp}^{'} + A_s^{'}$ = 4,91 + 0,785 = 5,695 мм$^2$ (∅25 + ∅10).Тогда

$$\varphi_f = \frac{(A_{sp}^{'} + A_s^{'}) \cdot a_{s1}}{bh_o} = \frac{5.695 \cdot 15}{9{,}5 \cdot 32{,}5} = 0{,}277.$$

Из табл. 21 приложения при $\mu a_{s1}$ = 0,024, $\varphi_f$ = 0,277 и $\frac{e_s}{h_o} = 0{,}908$ находим $\zeta$ = 0,86. Тогда $z = \zeta \cdot h_o = 0{,}86 \cdot 325 = 279{,}5$ мм;

$$\sigma_s = \frac{M_s / z - P_{(1)}}{A_s} = \frac{67{,}86 \cdot 10^6 / 279{,}5 - 230 \cdot 10^3}{50{,}3} = 254{,}3 \text{ МПа} < R_{s,ser} = 400 \text{ МПа}.$$

Определим расстояния между трещинами $l_s$. Высота зоны растянутого бетона, определенная как для упругого материала, при $S_{red} = \underline{A_{red} \cdot y} = 555 \cdot 13 = 7215$ см$^3$ равна

$$y_0 = \frac{S_{red}}{A_{red} + P_{(1)} / R_{bt,ser}^{(p)}} = \frac{7215}{555 + 230 / 0{,}135} = 3{,}19 \text{ см},$$

а с учетом неупругих деформаций растянутого бетона

$y_t = k \cdot y_0 = 0{,}95 \cdot 3{,}19 = 3{,}03$ см.

Поскольку $y_t < 2a = 2 \cdot 25 = 50$ мм, принимаем $y_t = 5$ см $= h_f$ , т.е. за площадь растянутой зоны принимаем площадь сечения верхней полки

$A_{bt} = 47{,}5 \cdot 5 = 237{,}5$ мм$^2$

$$l_s = 0{,}5\frac{A_{bt}}{A_s} d_s = 0{,}5\frac{237{,}5}{0{,}503} \cdot 0{,}8 = 188{,}9 \text{ см.}$$

Тогда

Поскольку $l_s < 40d_s = 40 \cdot 0{,}8 = 32$ см и $l_s < 40$ см, принимаем $l_s = 32$ см.

Ширину раскрытия трещин определяем по формуле (3.7), принимая $\varphi_1$=1,0 , $\varphi_2 = 0{,}5$ , $\psi_s = 1{,}0$

$$a_{crc,2} = \varphi_1 \varphi_2 \psi_s \frac{\sigma_s}{E_s} l_s = 0{,}5\frac{254{,}3}{200000} 320 = 0{,}2 \text{ мм,}$$

что меньше предельно допустимого значения 0,4 мм.

### 3.2 Расчет предварительно напряженных железобетонных элементов по деформациям

Расчет изгибаемых элементов по прогибам производят из условия

$$f \le f_{ult}, \qquad (3.22)$$

где $f$ – прогиб элемента от действия внешней нагрузки; $f_{ult}$ - значение предельно допустимого прогиба.

Прогибы изгибаемых элементов определяют по общим правилам строительной механики в зависимости от изгибных и сдвиговых деформационных характеристик железобетонного элемента в сечении по его длине (кривизны и углов сдвига).

В тех случаях, когда прогибы элемента, в основном, зависят от изгибных деформаций, значение прогиба определяют по кривизнам элементов согласно указаниям, приведенных ниже.

Прогиб предварительно напряженных элементов, обусловленный деформацией изгиба, определяют по формуле

$$f = \int_0^l \overline{M}_x \left(\frac{1}{r}\right)_x dx, \qquad (3.23)$$

где $\overline{M}_x$ –- изгибающий момент в сечении $x$ от действия единичной силы, приложенной в сечении, для которого определяют прогиб, в направлении этого прогиба;

$\left(\frac{1}{r}\right)_x$ – полная кривизна элемента в сечении $x$ от внешней нагрузки, при которой определяют прогиб.

В общем случае формулу (3.23) можно реализовать путем разбиения элемента на ряд участков, определяя кривизну на границах этих участков (с учетом наличия или отсутствия трещин и знака кривизны) и перемножения эпюр моментов $\overline{M}_x$ и кривизны $\left(\frac{1}{r}\right)_x$ по длине элемента, принимая линейное

распределение кривизны в пределах каждого участка. В этом случае при определении прогиба в середине пролета формула (3.23) приобретает вид

$$f = \frac{l^2}{12n^2} \cdot \left\{ \left(\frac{1}{r}\right)_{\sup,l} + \left(\frac{1}{r}\right)_{\sup,r} + 6 \sum_{i=1}^{n/2-1} i \left[ \left(\frac{1}{r}\right)_{il} + \left(\frac{1}{r}\right)_{ir} \right] + (3n-2)\left(\frac{1}{r}\right)_{m} \right\}, \quad (3.24)$$

$\left(\frac{1}{r}\right)_{\sup,l}, \left(\frac{1}{r}\right)_{\sup,r}$ - кривизна элемента соответственно на левой и правой опорах;

$\left(\frac{1}{r}\right)_{il}, \left(\frac{1}{r}\right)_{ir}$ - кривизна элемента в симметрично расположенных сечениях $i$ и $i'$ (при $i = i'$) соответственно слева и справа от середины пролета, рис. 3.8;

$\left(\frac{1}{r}\right)_{m}$ - кривизна элемента в середине пролета;

$n$ - четное число равных участков, на которые разделяют пролет, принимаемое не менее 6; $l$ - пролет элемента.

В формулах (3.23) и (3.23) кривизны $(1/r)$ определяются по формулам (3.29) и (2.30) соответственно для участков без трещин и с трещинами. Знак $\frac{1}{r}$ принимается в соответствии с эпюрой кривизны.

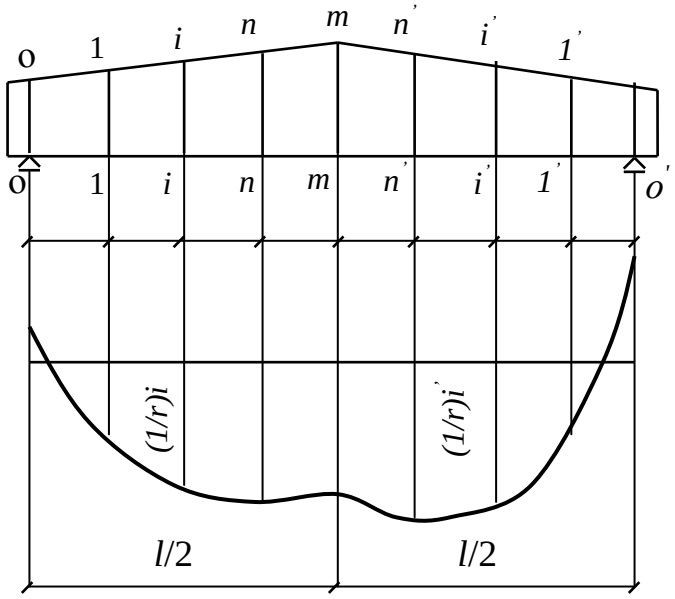



Рис.3.8 Эпюра кривизны в железобетонном элементе с переменным по длине сечением

Для элементов постоянного сечения, работающих как свободно опертые или консольные балки, прогиб допускается определять, вычисляя кривизну только для наиболее напряженного сечения и принимая для остальных сечений кривизны изменяющимся пропорционально значениям изгибающего момента, т.е. по формуле

$$f = \left(\frac{1}{r}\right)_{\max} Sl^2, \qquad (3.25)$$

где $\left(\frac{1}{r}\right)_{\max}$ – полная кривизна в сечении с наибольшим изгибающим моментом;

$S$ – коэффициент, принимаемый по табл. 24 приложения.

Если прогиб, определяемый по формуле (3.25), превышает допустимый, то его значение рекомендуется уточнить за счет учета повышенной жесткости на участках без трещин и учета переменной жесткости на участках с трещинами. Для свободно опертых балок, нагруженных равномерно распределенной нагрузкой, это соответствует формуле:

$$f = \left\{\frac{5}{48}\left(\frac{1}{r}\right)_{\max} - S_{crc}\left[\left(\frac{1}{r}\right)_{\max} - \left(\frac{1}{r}\right)_{m.el}\right] - \frac{1}{48}\left[\left(\frac{1}{r}\right)_3 + \left(\frac{1}{r}\right)_4\right]\right\} l^2, \qquad (3.26)$$

где $\left(\frac{1}{r}\right)_{m.el}$ – полная кривизна в середине пролета, определенная без учета наличия трещин;

$\left(\frac{1}{r}\right)_3$ – кривизна, обусловленная выгибом элемента; $\left(\frac{1}{r}\right)_4$ - см. формулу (3.31);

$S_{crc}$ – коэффициент, определяемый по табл. 25 приложения в зависимости от отношения $M_{crc}1M_{max}$ , где $M_{max}$ – наибольший изгибающий момент от всех нагрузок, $M_{crc}$ – момент образования трещин см. формулу (3.3).

Для изгибаемых элементов при $l/h$ < 10 необходимо учитывать влияние поперечных сил на их прогиб. В этом случае полный прогиб равен сумме прогибов, обусловленных деформацией изгиба и деформацией сдвига $f_q$.

Прогиб $f_q$ обусловленный деформацией сдвига, определяют по формуле

$$f_q = \int_0^l \overline{Q}_x \gamma_x dx, \qquad (3.27)$$

где $\overline{Q}_x$ – поперечная сила в сечении $x$ от действия единичной силы, приложенной в сечении, для которого определяется прогиб, в направлении этого прогиба;

$\gamma_x$ – угол сдвига элемента в сечении $x$ от действия внешней нагрузки при которой определяется прогиб.

Значение $\gamma_x$ определяется по формуле (3.43).

Контрольный прогиб элемента, используемый при оценке жесткости конструкции согласно ГОСТ 8829, определяется по формуле

$f_k = f_1 \pm f_2$ , (3.28)

где $f_1$ – полный прогиб элемента от действия всей внешней нагрузки (контрольной и от собственного веса) и усилия предварительного обжатия, вычисляемый согласно указаниям, приведенным выше;

$f_2$ – выгиб, (принимается со знаком "плюс"рис. 3.9, *а*) или прогиб (принимается со знаком "минус", рис. 3.9, *б*) от собственного веса и усилия предварительного обжатия; при этом, если в верхней зоне элемента образуются трещины, значение $f_2$ определяется как для элемента с трещинами в этой зоне (т.е. элемент рассматривается в перевернутом положении).

Значение $f_1$ и $f_2$ определяются согласно указаниям п. 3.2 и п. 3.2.1, принимая непродолжительное действие нагрузок, при этом кривизна $\left(\frac{1}{r}\right)_4$ не учитывается.

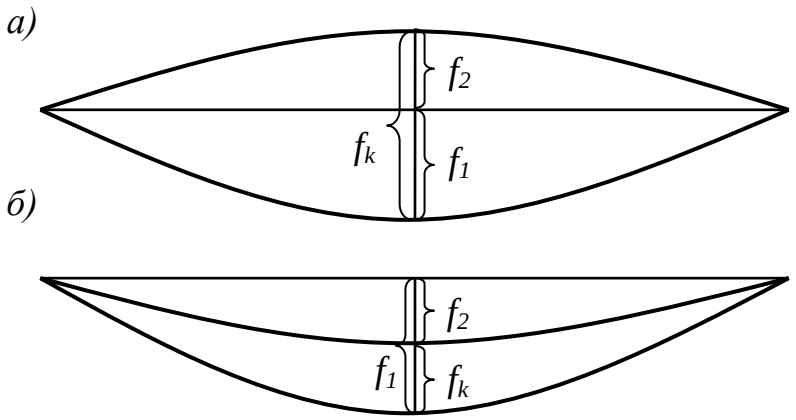



Рисунок 3.9 Определение контрольного прогиба $f_k$ замеряемого при испытании
*а - при наличии перед началом испытания выгиба $f_2$; б - при наличии перед началом испытания прогиба $f_1$*

### 3.2.1 Определение кривизны изгибаемых предварительно напряженных элементов

Кривизну изгибаемых предварительно напряженных элементов для вычисления их прогибов определяют с учетом указаний, приведенных ниже:

а) для элементов или участков элемента, где в растянутой зоне не образуются нормальные к продольной оси трещины;

б) для элементов или участков элемента, где в растянутой зоне имеются трещины.

Элементы или участки элемента рассматривают без трещин, если трещины не образуются (т.е. выполняется условие (3.2)) при действии полной нагрузки, включающей постоянную, временную длительную и кратковременную нагрузки, с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f = 1$, а также усилия предварительного обжатия.

Кривизну железобетонных элементов с трещинами и без трещин можно также определять на основе деформационной модели.

Полную кривизну изгибаемых элементов определяют:

а) для участков без трещин в растянутой зоне по формуле

$$\frac{1}{r}=\left(\frac{1}{r}\right)_1+\left(\frac{1}{r}\right)_2-\left(\frac{1}{r}\right)_3 \qquad (3.29)$$

где $\left(\frac{1}{r}\right)_1$ и $\left(\frac{1}{r}\right)_2$ – кривизны соответственно от непродолжительного действия кратковременных нагрузок и от продолжительного действия постоянных и длительных нагрузок;

$\left(\frac{1}{r}\right)_3$ – кривизна от непродолжительного действия усилия предварительного обжатия $P$ (т.е. при действии $M = Pe_{op}$)

б) для участков с трещинами в растянутой зоне по формуле

$$\frac{1}{r}=\left(\frac{1}{r}\right)_1-\left(\frac{1}{r}\right)_2+\left(\frac{1}{r}\right)_3 \qquad (3.30)$$

где $\left(\frac{1}{r}\right)_1$ – кривизна от непродолжительного действия всех нагрузок, на которые производят расчет по деформациям;

$\left(\frac{1}{r}\right)_2$ – кривизна от непродолжительного действия постоянных и длительных нагрузок;

$\left(\frac{1}{r}\right)_3$ – кривизна от продолжительного действия постоянных и длительных нагрузок.

Кроме того, в формулах (3.29) и (3.30) может быть учтена кривизна $\left(\frac{1}{r}\right)_4$, обусловленная остаточным выгибом элемента вследствие усадки и ползучести бетона в стадии изготовления от усилия предварительного обжатия $P_{(1)}$ и собственного веса элемента. Значение $\left(\frac{1}{r}\right)_4$ определяется по формуле

$$\left(\frac{1}{r}\right)_4=\frac{\sigma_{sb}-\sigma'_{sb}}{E_s h_o}, \qquad (3.31)$$

где $\sigma_{sb}$ и $\sigma'_{sb}$ – значения, численно равные сумме потерь предварительного напряжения арматуры от усадки и ползучести бетона соответственно для арматуры растянутой зоны и для арматуры, условно расположенной на уровне крайнего сжатого волокна бетона.

При этом для элементов без трещин сумма $\left(\frac{1}{r}\right)_3 + \left(\frac{1}{r}\right)_4$ принимается не менее кривизны от усилия предварительного обжатия при продолжительном его действии.

При использовании формулы (3.29) кратковременную нагрузку, включающую в себя согласно СНиП 2.01.07-85* пониженное значение, следует принимать уменьшенной на это значение, поскольку оно учитывается при определении $\left(\frac{1}{r}\right)_2$.

### 3.2.1.1 Кривизна изгибаемого предварительно напряженного элемента на участке без трещин в растянутой зоне

Кривизну элемента на участке без трещин определяют по формуле

$$\frac{1}{r} = \frac{M}{E_{b1} I_{red}}, \qquad (3.32)$$

где $M$ – изгибающий момент от внешней нагрузки или момент усилия предварительного обжатия относительно оси, проходящей через центр тяжести приведенного сечения;

$I_{red}$ – момент инерции приведенного сечения относительно его центра тяжести, определяемый как для сплошного тела по общим правилам сопротивления упругих материалов с учетом всей площади бетона и площадей сечения арматуры с коэффициентом приведения арматуры к бетону, равном $a = E_s / E_{b1}$;

$E_{b1}$ – модуль деформации сжатого бетона, принимаемый равным:

при непродолжительном действии нагрузки

$$E_{b1} = 0{,}85 E_b; \qquad (3.33)$$

при продолжительном действии нагрузки

$$E_{b1} = \frac{E_b}{1 + \varphi_{b,cr}} \qquad (3.34)$$

где $\varphi_{b,cr}$ – коэффициент ползучести бетона, принимаемый по табл. 6 приложения.

### 3.2.1.2 Кривизна изгибаемого предварительно напряженного элемента на участке с трещинами в растянутой зоне

Кривизну изгибаемого предварительно напряженного элемента на участке с трещинами определяют по формуле

$$\frac{1}{r} = \frac{P}{S_{red} E_{b,red}}, \qquad (3.35)$$

где $S_{red}$ – статический момент приведенного сечения относительно нейтральной оси, определяемый с учетом площади сечения бетона только сжатой зоны, площадей сечения арматуры в сжатой зоне с коэффициентом приведения $a_{s1}$ и арматуры в растянутой зоне с коэффициентом приведения $a_{s2}$ (рис. 3.10); значение $S_{red}$ вычисляют по формуле

$$S_{red} = S_b + a_{s1} \cdot S_s^{'} - a_{s2} \cdot S_s, \qquad (3.36)$$

здесь: $S_b$, $S_s^{'}$, $S_s$ – статические моменты соответственно сжатой зоны бетона, площадей арматуры сжатой и растянутой зоны относительно нейтральной оси;

$E_{b,red}$ – приведенный модуль деформации сжатого бетона, принимаемый равным $E_{b,red} = R_{b,ser} / \varepsilon_{b1,red}$, где значение $\varepsilon_{b1,red}$ равно:

– при непродолжительном действии нагрузки - $15 \cdot 10^{-4}$;

– при продолжительном действии нагрузки в зависимости от относительной влажности воздуха окружающей среды $W$ (%):

при $W > 75$ $-24 \cdot 10^{-4}$;

при $75 \geq W \geq 40$ $-28 \cdot 10^{-4}$;

при $W < 40$ $-34 \cdot 10^{-4}$.

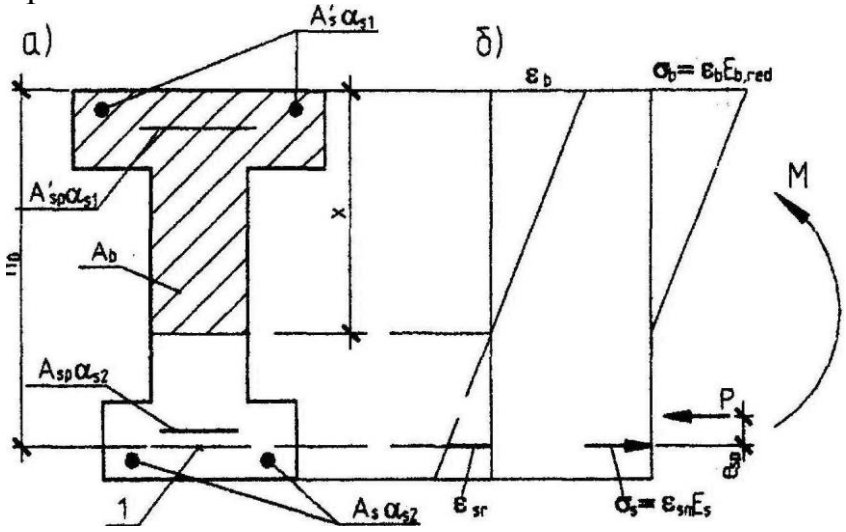



Рисунок 3.10 – Приведенное поперечное сечение (а) и схема напряженно деформированного состояния изгибаемого предварительно напряженного элемента с трещинами (б) при расчете его по деформациям

*1 - центр тяжести арматуры растянутой зоны*

Относительную влажность воздуха окружающей среды принимают согласно примечанию к табл. 6 приложения.

Значения коэффициентов приведения арматуры к бетону принимают равным:

для арматуры сжатой зоны – $a_{s1} = \dfrac{E_s}{E_{b,red}}$;

$$a_{s2} = \frac{E_s}{\psi_s E_{b,red}};$$

для арматуры растянутой зоны

Значения коэффициента $\psi_s$ определяют по формуле (3.17)

$$\psi_s = 1 - 0{,}8\frac{\sigma_{s,crc}}{\sigma_s}$$

Если $\sigma_{s,crc} > \sigma_s$ принимают $\psi_s = 0{,}2$.

Допускается принимать $\psi_s = 1$, и следовательно, $a_{s2} = a_{s1}$. При этом, если условие (3.22) не удовлетворяется, расчет производят с учетом коэффициента $\psi_s$ по формуле (3.17).

Высоту сжатой зоны $x$ определяют из решения уравнения

$$\frac{I_{red}}{S_{red}} = \frac{M}{P} \pm e_{sp} - \left(h_o - x\right), \tag{3.37}$$

где $I_{red}$ - момент инерции указанного выше приведенного сечения относительно нейтральной оси, равный

$$I_{red} = I_b + a_{s1} \cdot I_s^{'} - a_{s2} \cdot I_s, \tag{3.38}$$

здесь: $I_b$, $I_s^{'}$, $I_s$ – моменты инерции соответственно сжатой зоны бетона, площадей арматуры сжатой и растянутой зоны относительно нейтральной оси;

$e_{sp}$ – расстояние от точки приложения усилия обжатия $P$ до центра тяжести растянутой арматуры, при этом знак "плюс" принимается, если направление вращения моментов $M$ и $Pe_{sp}$ совпадают.

Для элементов прямоугольного, таврового и двутаврового сечений уравнение (3.37) можно представить в виде

$$\xi^3 + 3\left(\frac{e_s}{h_o} - 1\right)\xi^2 + 6\left[\frac{e_s}{h_o}\left(\varphi_f + \mu a_{s2}\right) - \varphi_f\left(1 - \delta\right)\right]\xi -$$

$$-6\left[\frac{e_s}{h_o}\left(\varphi_f\delta + \mu a_{s2}\right) - \varphi_f\left(1 - \delta\right)\delta\right] - 8\varphi_f\delta^2 = 0 \tag{4.39}$$

и решать методом Ньютона.

Здесь $e_s = \frac{M}{P} \pm e_{sp}$;

$$\varphi_f = \frac{\left(b_f^{'} - b\right)h_f^{'} + \left(A_{sp}^{'} + A_s^{'}\right)a_{s1}}{bh_o}; \mu = \frac{A_{sp} + A_s}{bh_o}; \delta = 0{,}5\frac{h_f^{'}}{h_o}.$$

Полученное из решения уравнения (3.39) значение $\xi = \frac{x}{h_o}$ должно удовлетворять условиям: $\xi > 28$ и $\xi < (h - h_f)/h_o$.

При отсутствии в сжатой зоне свесов в уравнении (3.39) принимается $\delta = a'_s/h_o$ и $8\varphi_f \cdot \delta^2 = 0{,}0$,

Для этих же сечении при $h'_f \leq 0{,}3h_o$ и $a'_s < 0{,}2h_o$ кривизну допускается определять по формуле

$$\frac{1}{r}=\frac{M}{\varphi_c b h_o^3 E_{b,red}},$$ (3.40)

где $\varphi_c$ - коэффициент, определяемый по табл. 19 приложения в зависимости от $\varphi_f$, $\mu a_{s2}$, $e_s/h_o$.

### 3.2.2 Определение кривизны предварительно напряженных элементов на основе нелинейной деформационной модели

Значение кривизны принимают равным

$$\frac{1}{r}=\frac{\varepsilon_{b,\max}}{x},$$ (3.41)

где $\varepsilon_{b,max}$ - максимальная относительная деформация сжатого бетона, определяемая на основе положений, приведенных в п. 2.2.4; $x$ - высота сжатой зоны в направлении, нормальном к нейтральной оси.

При этом для элемента с трещинами в растянутой зоне напряжение в арматуре, пересекающей трещину, определяют по диаграммам на рис. 3.11 - 3.13 в зависимости от деформации арматуры равной

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{sm} + 0{,}8\varepsilon_{s,crc},$$ (3.42)

где $\varepsilon_{sm}$ – усредненная в пределах между трещинами относительная деформация арматуры, растянутой от внешней нагрузки, соответствующая линейному закону распределения деформаций по сечению;

$\varepsilon_{s,crc}$ – относительная деформация арматуры в трещине от действия нагрузки, соответствующей образованию трещин.

При наличии трещин напряженно-деформированное состояние сжатого бетона определяется по двухлинейной диаграмме $\sigma_b - \varepsilon_b$ (см. 2.25) с использованием приведенного модуля деформации сжатого бетона определяемого по формуле $E_{b,red} = R_{b,ser} / \varepsilon_{b1,red}$, и значений $\varepsilon_{bl,red}$ и $\varepsilon_{b2}$ принимаемых по табл. 7 приложения.

При отсутствии трещин напряженно-деформированное состояние сжатого бетона определяется по трехлинейной диаграмме (рис. 3.11), где $\varepsilon_{b1} = 0{,}6\frac{R_{b,ser}}{E_{b1}}$; $\varepsilon_{b0}$ и $\varepsilon_{b2}$ – см. табл. 7 приложения; $E_{b1}$ принимается равным: при непродолжительном действии нагрузки – $E_b$, при продолжительном действии нагрузки – по формуле (3.34). Напряженно-деформированное состояние растянутого бетона также определяется по трехлинейной диаграмме (см. рис. 3.11) с заменой $R_{b,ser}$ на $R_{bt,ser}$, $\varepsilon_{b0}$ на $\varepsilon_{bt0}$, $\varepsilon_{b2}$ на $\varepsilon_{bt2}$, где значения $\varepsilon_{bt0}$ и $\varepsilon_{bt2}$ – см. табл. 7 приложения.

При расчете статически неопределимых конструкций с учетом физической нелинейности для отдельных участков элементов используются

жесткости, равные $D = M : \frac{1}{r}$, где $M$ – максимальный момент на рассматриваемом участке $\frac{1}{r}$, соответствующая этому моменту кривизна.

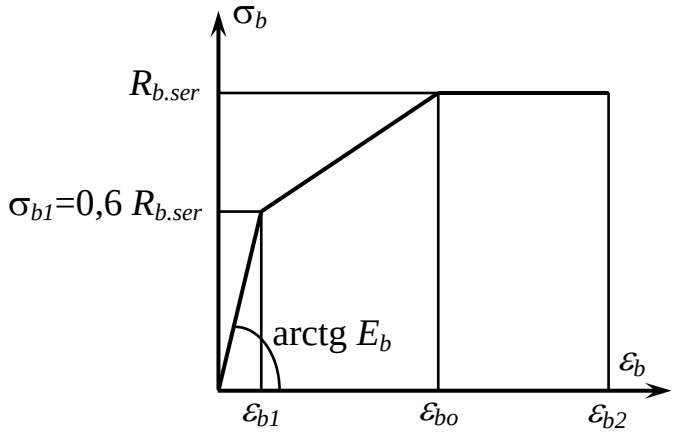



Рисунок 3.11 – Трехлинейная диаграмма состояния сжатого бетона при расчетах по 2-й группе предельных состояний

***Определение углов сдвига железобетонного элемента***

Угол деформации сдвига определяется по формуле

$$\gamma_x = \frac{1,2Q_x}{Gbh}\varphi_b\varphi_{crc}, \qquad (3.43)$$

где $Q_x$ - поперечная сила в сечении $x$ от действия внешней нагрузки;

$G = 0,4E_b$ – модуль сдвига бетона;

$\varphi_b$ – коэффициент, учитывающий влияние ползучести бетона и принимаемый равным: при продолжительном действии нагрузок - $\varphi_b = 1 + \varphi_{b,cr}$, где $\varphi_{b,cr}$ - см. табл. 6 приложения; при непродолжительном действии нагрузки $\varphi_b = 1,0$;

$\varphi_{crc}$ – коэффициент, учитывающий влияние трещин на деформации сдвига и принимаемый равным:

– на участках по длине элемента, где отсутствуют нормальные и наклонные к продольной оси элемента трещины, - $\varphi_{crc} = 1,0$;

– на участках, где имеются только наклонные трещины, - $\varphi_{crc} = 4,0$;

– на участках, где имеются только нормальные или нормальные и наклонные трещины, коэффициент $\varphi_{crc}$ определяется по формуле

$$\varphi_{crc} = \frac{3E_bI_{red}}{M_x}\left(\frac{1}{r}\right)_x, \qquad (3.44)$$

где $M_x$ и $\left(\frac{1}{r}\right)_x$ – соответственно момент и кривизна от внешней нагрузки при непродолжительном ее действии;

$I_{red}$ – момент инерции полного приведенного сечения при коэффициенте приведения арматуры к бетону $a = E_s/E_b$.

Отсутствие наклонных трещин соответствует выполнению условия (3.71).

***Примеры расчета***

*Пример 36. Дано:* плита перекрытия – по рис. 3.7; расчетный пролет плиты $l$ = 5,7 м; нагрузка равномерно распределенная; максимальный момент для половины сечения плиты от постоянной и длительной нагрузок $M_l$ = 60 кНм; усилие предварительного обжатия с учетом всех потерь напряжения $P$=150 кН; потери напряжения от усадки и ползучести бетона на уровне арматуры растянутой зоны $\sigma_{sb}$ = 160 МПа; влажность воздуха нормальная; прогиб ограничивается эстетическими требованиями; остальные данные – по примеру 34.

*Требуется* рассчитать плиту по деформациям.

*Расчет*. Определяем кривизну $(1/r)$ в середине пролета от продолжительного действия постоянных и длительных нагрузок, т.е. при $M = M_l$ = 60 кНм.

Из примера 34 для этих нагрузок имеем: $\frac{e_s}{h_o}=1,35$, $\varphi_f$ = 0,695, $\psi_s = 0,866$.

При продолжительном действии нагрузки и нормальной влажности имеем

$$E_{b,red}=\frac{R_{b,ser}}{\varepsilon_{b1,red}}=\frac{18,5}{28\cdot10^{-4}}=6607 \text{ МПа}.$$

Тогда

$$a_{s2}=\frac{E_s}{\psi_s E_{b,red}}=\frac{200000}{0,866\cdot6607}=34,95$$

и

$$\mu a_{s2}=\frac{A_{sp}+A_s}{bh_o}a_{s2}=\frac{491+78,5}{95\cdot300}34,95=0,698.$$

По табл. 19 приложения при $\varphi_f$ = 0,695, $\frac{e_s}{h_o}=1,35$ и $\mu a_{s2}=0,698$ находим $\frac{1}{r}$ $\varphi_c$=0,49. Тогда согласно формуле (3.40) кривизна равна

$$\frac{1}{r}=\left(\frac{1}{r}\right)_3=\frac{M}{\varphi_c b h_o^3 E_{b,red}}=\frac{6000}{0,49\cdot9,5\cdot30^3\cdot660,7}=7,23\cdot10^{-5}\ 1/\text{см}$$

По формуле (3.31) определим кривизну, обусловленную остаточным выгибом. Согласно примеру 35 в стадии обжатия в верхней зоне образуются трещины, следовательно, $\sigma'_{sb}$ = 0, и тогда

$$\left(\frac{1}{r}\right)_4=\frac{y_{sb}}{E_s h_o}=\frac{16}{20000\cdot30}=2,67\cdot10^{-5}1/\text{см}$$

Полная кривизна в середине пролета от постоянных и длительных нагрузок равна

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{\max} = \left(\frac{1}{r}\right)_3 - \left(\frac{1}{r}\right)_4 = (7{,}23 - 2{,}67)10^{-5} = 4{,}56\cdot 10^{-5}\ 1/\text{см}$$

Прогиб плиты определяем по формуле (3.25), принимая согласно табл. 24 приложения $S$ =5/48 :

$$f = \left(\frac{1}{r}\right)_{\max} Sl^2 = 4{,}56\cdot 10^{-5}\cdot\frac{5}{48}\cdot 570^2 = 1{,}54 \text{ см}.$$

Согласно СНиП 2.01.07-85* табл.19 поз.2 при $l$ = 5,7 м предельно допустимый из эстетических требований прогиб равен $f_{ult}$ = 570 / 200 = 2,85 см, что превышает вычисленное значение прогиба.

*Пример 37*. По данным примера 33 проверить прогиб свободно опертой плиты, принимая при этом: расчетный пролет плиты $l$ = 6,9 м, все нагрузки равномерно распределенные; влажность воздуха помещения нормальная; потери предварительного напряжения от усадки и ползучести, определенные для сечения в середине пролета на уровне напрягаемой арматуры $\sigma_{sb}$ = 80,1 МПа, то же, на уровне верхней грани плиты $\sigma'_{sb}$ = 86 МПа; прогиб ограничивается эстетическими требованиями, а также конструктивным требованием в виде предельного прогиба, равного зазору в 40 мм между плитой и нижерасположенной перегородкой.

Расчет. Определяем прогиб в середине пролета от постоянных и длительных нагрузок, т.е. при $M = M_l$ = 46,5 кН·м.

Из примера 33 для этих нагрузок имеем $\frac{e_s}{h_o} = \frac{M}{Ph_o} = \frac{46{,}5}{220\cdot 0{,}193} = 1{,}095$, а также $\varphi_f$ = 0,46, $\psi_s$ = 0,643 и $\mu = \frac{A_{sp}}{bh_o} = \frac{7{,}69}{46{,}56\cdot 19{,}3} = 0{,}00856.$

При продолжительном действии нагрузок и нормальной влажности

$$E_{b,red} = \frac{R_{b,n}}{\varepsilon_{b1,red}} = \frac{11}{28\cdot 10^{-4}} = 3928{,}6 \text{ МПа}.$$

Тогда $a_{s2} = \frac{E_s}{\psi_s E_{b,red}} = \frac{200000}{0{,}643\cdot 3928{,}6} = 79{,}17$ и $\mu a_{s2} = 0{,}00856\cdot 79{,}17 = 0{,}678$.

По табл. 19 приложения при $\varphi_f$ = 0,49, $\frac{e_s}{h_o} = 1{,}095$ и $\mu a_{s2} = 0{,}678$ находим $\varphi_c$ = 0,466. Тогда согласно формуле (3.40) кривизна $\frac{1}{r}$ равна

$$\frac{1}{r} = \left(\frac{1}{r}\right)_3 = \frac{M}{\varphi_c b h_o^3 E_{b,red}} = \frac{4650}{0{,}466\cdot 46{,}56\cdot 19{,}3^3\cdot 392{,}86} = 7{,}59\cdot 10^{-5}\ 1/\text{см}$$

Поскольку $\sigma_{sb} < \sigma'_{sb}$ кривизна, обусловленная остаточным выгибом, согласно формуле (3.31) меньше 0,0, принимаем $\left(\frac{1}{r}\right)_{\max} = \left(\frac{1}{r}\right)_3 = 7{,}59\cdot 10^{-5}$ 1/см

Определяем прогиб плиты по упрощенной формуле (3.25), принимая $S$=5/48

$$f = \left(\frac{1}{r}\right)_{\max} Sl^2 = 7{,}59\cdot 10^{-5}\cdot\frac{5}{48}\cdot 690^2 = 3{,}76 \text{ см}.$$

Согласно табл.19 поз. 3 СНиП 2.01.07-85* для пролета 7 м относительное значение предельного прогиба из эстетических требований равно $0{,}005 - 0{,}001\frac{7-6}{12-6} = 0{,}0048$, и, следовательно, $f_{ult}$=0,0048·7000=33,8 мм< $f$ =37,8 мм, т.е. условие (3.22) не выполнено.

Определим прогиб по уточненной формуле (3.26). Для этого определяем кривизну без учета наличия трещин. Модуль деформации сжатого бетона $E_{b1}$ при $\varphi_{cr}$=3,4 (как при В15, см. табл. 6 приложения) равен $E_{b1} = \frac{E_b}{1+\varphi_{cr}} = \frac{24000}{1+3{,}4} = 5454{,}5$ МПа и тогда $a = E_s/E_{b1} = 2\cdot 10^5/5454{,}5 = 36{,}7$.

Повторно определяем характеристики приведенного сечения при новом значении $a$:

$A_{red}$ =465,6·220 + 2·41·(1475 - 465,6) + 769·36,7 = 102432 + 2·41385,4 + 28197 = 213399,5 мм$^2$=2134 см$^2$;

$y$ = (1042432·110 + 2·41385,4·110 + 28197·27)/213399,5 = 77,7 мм=7,77 см;

$$I_{red} = \frac{46{,}56\cdot 22^3}{12} + 1024{,}32\left(11-7{,}77\right) + 2\frac{100{,}94\cdot 4{,}1^3}{12} +$$

$$+413{,}854\left[\left(19{,}95-7{,}77\right)^2 + \left(7{,}77-20{,}5\right)^2\right] + 281{,}97\left(7{,}77-27\right)^2 = 133600 \text{ см}^4.$$

Кривизна в середине пролета от действия момента от внешней нагрузки $M$ = 46,5 кНм равна

$$\left(\frac{1}{r}\right)_2 = \frac{M}{E_{b1}I_{red}} = \frac{4650}{545{,}45\cdot 133600} = 6{,}38\cdot 10^{-5} \text{ 1/см}$$

Поскольку кривизна от непродолжительного действия момента $P\cdot e_{0p}$ = $P\cdot(y\text{-}a)$=220·(7,77-2,7) = 1115 кНсм плюс $\left(\frac{1}{r}\right)_4 = 0$ очевидно меньше кривизны от продолжительного действия этого момента, принимаем сумму $\left(\frac{1}{r}\right)_3 + \left(\frac{1}{r}\right)_4$ равной этой кривизне, т.е. $\left(\frac{1}{r}\right)_3 + \left(\frac{1}{r}\right)_4 = \frac{1115}{545{,}45\cdot 133600} = 1{,}53\cdot 10^{-5}$ 1/см

Тогда $\left(\frac{1}{r}\right)_{el} = \left(\frac{1}{r}\right)_2 - \left[\left(\frac{1}{r}\right)_3 + \left(\frac{1}{r}\right)_4\right] = (6{,}38 - 1{,}53)10^{-5} = 4{,}85 \cdot 10^{-5}$ 1/см

Из данных примера 33 имеем $M_{crc} = 44{,}84$ кНм и $M_{tot} = M_{max} = 57{,}8$ кНм.

Тогда при $\frac{M_{crc}}{M_{\max}} = \frac{44{,}84}{57{,}8} = 0{,}776$ по табл. 25 находим $S_{crc} = 0{,}0197$.

$$f = \left\{\frac{5}{48}\left(\frac{1}{r}\right)_{\max} - S_{crc}\left[\left(\frac{1}{r}\right)_{\max} - \left(\frac{1}{r}\right)_{m.el}\right] - \frac{1}{48}\left[\left(\frac{1}{r}\right)_3 + \left(\frac{1}{r}\right)_4\right]\right\} l^2 =$$

$$= \left[\frac{5}{48} \cdot 7{,}59 - 0{,}0197\left(7{,}59 - 4{,}85\right) - \frac{1{,}53}{48}\right] 10^{-5} \cdot 690^2 = 3{,}35 \text{ см} < f_{ult} = 3{,}38 \text{ см},$$

т. е. условие (3.22) по эстетическим требованиям выполнено.

Определим прогиб плит от всех нагрузок. Для этого аналогично определяем кривизны $\left(\frac{1}{r}\right)_1$ и $\left(\frac{1}{r}\right)_2$ соответственно моментов $M_{tot} = 57{,}8$ кНм и $M_l = 46{,}5$ кНм, принимая непродолжительное действие нагрузки, т.е. $\varepsilon_{b1,red} = 15 \cdot 10^{-4}$ и $E_{b,red} = \frac{R_{b,n}}{\varepsilon_{b1,red}} = \frac{11}{15 \cdot 10^{-4}} = 7333{,}3$ МПа. Тогда по табл. 19 приложения при $\mu a_{s2} = \mu \frac{E_s}{\psi_s E_{b,red}} = 0{,}00856 \frac{200000}{0{,}643 \cdot 7333{,}3} = 0{,}233,$ $\varphi_f$=0,46 и $\frac{e_s}{h_o} = \frac{M_{tot}}{P h_o} = \frac{57{,}8}{220 \cdot 0{,}193} = 1{,}36$ находим $\varphi_c = 0{,}27$, и следовательно,

$$\left(\frac{1}{r}\right)_1 = \frac{M_{tot}}{\varphi_c b h_o^3 E_{b,red}} = \frac{5780}{0{,}27 \cdot 46{,}56 \cdot 19{,}3^3 \cdot 733{,}33} = 8{,}72 \cdot 10^{-5} \text{ 1/см}$$

При $\mu a_{s2} = 0{,}233$, $\varphi_f = 0{,}46$ и $\frac{e_s}{h_o} = 1{,}095$ по табл. 19 приложения находим $\varphi_c = 0{,}324$. Тогда

$$\left(\frac{1}{r}\right)_2 = \frac{4650}{0{,}324 \cdot 46{,}56 \cdot 19{,}3^3 \cdot 733{,}33} = 5{,}85 \cdot 10^{-5} \text{ 1/см}$$

Полная кривизна в середине пролета с учетом наличия трещин равна

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{\max} = \left(\frac{1}{r}\right)_1 - \left(\frac{1}{r}\right)_2 + \left(\frac{1}{r}\right)_3 = (8{,}72 - 5{,}85 + 7{,}59) \cdot 10^{-5} = 10{,}46 \cdot 10^{-5} \text{ 1/см}$$

Полную кривизну без учета наличия трещин определим, прибавив к вычисленному значению $(1/r)_{el}$ кривизну $(1/r)_1$ от кратковременного момента, равного $M = M_{tot} - M_l = 57{,}8 - 46{,}5 = 11{,}3$ кНм, при $E_{b1} = 0{,}85E_b = 0{,}85 \cdot 24000 = 20400$ МПа и $I_{red} = 113200$ см$^4$ (см. пример 33)

$$\left(\frac{1}{r}\right)_1 = \frac{1130}{2040 \cdot 113200} = 4{,}89 \cdot 10^{-6} \text{ 1/см}$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{el} = (0,489 + 4,85)10^{-5} = 5,34 \cdot 10^{-5}\ 1/\text{см}$$

Подставив значение $(1/r)_{\max}$ и $(1/r)_{el}$ в формулу (3.26), получим

$$f = \left[\frac{5}{48} \cdot 10,46 - 0,0197(10,46 - 5,34) - \frac{1,53}{48}\right]10^{-5} \cdot 690^2 = 4,55 \text{ мм} > f_{ult} = 4 \text{ см}.$$

Этот прогиб можно уменьшить за счет кратковременного прогиба от постоянной нагрузки (с учетом усилия обжатия), проявившегося до установки нижерасположенной перегородки.

Принимаем постоянную нагрузку (собственный вес плюс стяжки) равной 6,45 кН/м. Момент от этой нагрузки равен

$$M = 6,45 \cdot 7^2 / 8 = 39,5 \text{ кНм}.$$

Прогиб от этой нагрузки и от постоянного по всему пролету момента $P \cdot e_{op}$=220·0,08=17,6 кНм (где $e_{op}$ – см. пример 33) при жесткости $E_b \cdot I_{red}$=2040·113200 = 231000000 кНсм$^2$ равен

$$f = \left(\frac{5}{48} \cdot 39,5 - \frac{1}{8} \cdot 17,6\right)10^{-5} \cdot 690^2 / 231000000 = 0,4 \text{ см}.$$

Тогда $f$ = 4,5 – 0,4 = 4,1 см ≈ $f_{ult}$ = 4 см, т.е. считаем, что конструктивное требование выполнено.

## 4 Конструктивные требования

Для обеспечения прочности, пригодности к нормальной эксплуатации и долговечности железобетонных конструкций, а также для обеспечения условий их изготовления помимо требований, определяемых расчетом, следует выполнить конструктивные требования:

– по геометрическим размерам элементов конструкций;

– по армированию (содержанию и расположению арматуры, толщине защитного слоя бетона, анкеровке и соединениям арматуры);

– по защите конструкций от неблагоприятного влияния воздействий среды.

### 4.1 Геометрические размеры конструкций

Минимальные геометрические размеры сечений конструкций следует назначать такими, чтобы обеспечивать:

– возможность надлежащего размещения арматуры (расстояния между стержнями, защитный слой бетона и т.д.), ее анкеровки и совместной работы с бетоном;

– достаточную жесткость конструкций;

– необходимую огнестойкость, водонепроницаемость конструкций, тепло- и звукоизоляцию, коррозионную стойкость, радиационную защиту и т.п.;

– возможность качественного изготовления при бетонировании конструкций.

5.3. Размеры сечений внецентренно сжатых элементов для обеспечения их жесткости рекомендуется принимать такими, чтобы их гибкость $l_o / i$ в любом направлении не превышала:

– для железобетонных элементов - 200 (для прямоугольных сечений при $l_o/h \leq 60$);

– для колонн, являющихся элементами зданий - 120 (при $l_o/h \leq 35$);

– для бетонных элементов - 90 (при $l_o/h \leq 2b$).

Толщина полок монолитных ребристых перекрытий должна приниматься, мм, не менее:

для покрытий – 40;

для междуэтажных перекрытий жилых и общественных зданий - 50;

для междуэтажных перекрытий; производственных зданий - 60.

Здесь и далее по тексту величины размеров сечений, толщины защитного слоя бетона и др., относятся к номинальным значениям при проектировании и указываемым в чертежах. От этих номинальных значений возможны отклонения в натуре, не превышающие величин, указанных в соответствующих государственных стандартах, технических условиях и др.

В конструкциях зданий и сооружений следует предусматривать их разрезку постоянными и временными температурно-усадочными швами, расстояния между которыми назначают в зависимости от климатических условий, конструктивных особенностей сооружения, последовательности производства работ и т.п.

При возможности неравномерной осадки фундаментов следует предусматривать разделение конструкций осадочными швами.

## 4.2 Армирование

***а) Защитный слой бетона***

Арматура, расположенная внутри сечения конструкции, должна иметь защитный слой бетона (расстояние от поверхности арматуры до ближайшей грани конструкции), чтобы обеспечивать:

– совместную работу с бетоном;

– анкеровку арматуры в бетоне;

– сохранность арматуры от воздействия окружающей среды (в том числе при наличии агрессивных воздействий),

– огнестойкость и огнесохранность.

Для продольной арматуры (напрягаемой и ненапрягаемой) толщина защитного слоя должна быть не менее диаметра стержня или каната и не менее:

– для конструкций в закрытых помещениях при нормальной и пониженной влажности – 20 мм;

– то же, при повышенной влажности и отсутствии дополнительных защитных мероприятий – 25 мм;

– для конструкций на открытом воздухе и отсутствии дополнительных защитных мероприятий – 30 мм;

В грунте (при отсутствии дополнительных защитных мероприятий), в фундаментах при наличии бетонной подготовки – 40 мм;

В монолитных фундаментах при отсутствии бетонной подготовки – 70 мм.

Для сборных элементов минимальные значения толщины защитного слоя бетона рабочей арматуры, указанные в табл. 5.1, уменьшают на 5 мм.

Для железобетонных плит из бетона класса В20 и выше, изготовляемых на заводах в металлических формах и защищаемых сверху в сооружении бетонной подготовкой или стяжкой, толщину защитного слоя для верхней арматуры допускается принимать 5 мм.

Для поперечной, распределительной и конструктивной арматуры минимальная толщина защитного слоя принимается на 5 мм меньше указанной для рабочей продольной арматуры, и не менее диаметра стержня соответствующей арматуры.

В изгибаемых, растянутых и внецентренно сжатых (при $M_l/N_l > 0{,}3h$) элементах, кроме фундаментов, толщина защитного слоя для растянутой рабочей арматуры, как правило, не должна превышать 50 мм. В защитном слое толщиной свыше 50 мм следует устанавливать конструктивную арматуру в виде сеток. При этом площадь сечения продольной арматуры сеток должна быть не менее $0{,}05As$ шаг поперечной арматуры должен не превышать высоты сечения.

***б) Минимальные расстояния между стрежнями арматуры***

Минимальные расстояния в свету между стержнями арматуры следует принимать такими, чтобы обеспечить совместную работу арматуры с бетоном и качественное изготовление конструкций, связанное с укладкой и уплотнением бетонной смеси, но не менее наибольшего диаметра стержня, а также не менее:

25 мм – при горизонтальном или наклонном положении стержней при бетонировании – для нижней арматуры, расположенной в один или два ряда;

30 мм – то же, для верхней арматуры;

50 мм – то же, при расположении нижней арматуры более чем в два ряда (кроме стержней двух нижних рядов), а также при вертикальном положении стержней при бетонировании.

В элементах или узлах с большим насыщением арматурой или закладными деталями, изготовляемых без применения виброплощадок или вибраторов, укрепленных на опалубке, должно быть обеспечено в отдельных местах расстояние в свету не менее 60 мм для прохождения между арматурными стержнями наконечников глубинных вибраторов, уплотняющих бетонную смесь. Расстояния между такими местами должны быть не более 500 мм.

При стесненных условиях допускается располагать стержни группами - пучками (без зазора между ними). При этом расстояния в свету между пучками должны быть также не менее приведенного диаметра стержня, эквивалентного

по площади сечения пучка арматуры, принимаемого равным $d_{s,red} = \sqrt{\sum_i^n d_{si}^2}$ где $d_{si}$ – одного стержня в пучке, $n$ – число стержней в пучке.

Расстояния в свету между стержнями периодического профиля определяются по номинальному диаметру без учета выступов и ребер.

Назначая расположение арматуры в сечении со стесненными условиями с учетом примыкающих других арматурных элементов и закладных деталей, следует принимать во внимание диаметры стержней с учетом выступов и ребер (табл. 26 приложения), а также допускаемые отклонения от номинальных размеров стержней арматуры, сварных сеток и каркасов, закладных деталей, форму и расположение арматуры и закладных деталей в сечении.

***в) Продольное армирование***

В железобетонных элементах площадь сечения продольной растянутой арматуры, а также сжатой, если она требуется по расчету, в процентах от площади сечения бетона, равной произведению ширины прямоугольного сечения либо ширины ребра таврового (двутаврового) сечения на рабочую высоту сечения, $\mu_s = (A_s / (bh_o)) \cdot 100\%$ следует принимать не менее, указанной в табл. 27 приложения.

В элементах с продольной арматурой, расположенной равномерно по контуру сечения, а также в центрально растянутых элементах минимальную площадь сечения всей продольной арматуры следует принимать вдвое большей указанных в табл. 27 приложения и относить их к полной площади сечения бетона.

Элементы, не удовлетворяющие требованиям минимального армирования, относятся к бетонным элементам.

Требования настоящего пункта не учитываются при назначении площади сечения арматуры, устанавливаемой по контуру плит или панелей из расчета на изгиб в плоскости плиты (панели).

В железобетонных изгибаемых элементах площадь сечения продольной растянутой арматуры, а также сжатой ненапрягаемой, если она требуется по расчету, следует принимать не менее 0,1% от площади сечения бетона равной $bh_o$.

Это требование не распространяется на армирование, определяемое расчетом элемента для стадий изготовления и транспортирования; в этом случае площадь сечения арматуры определяется только расчетом.

В железобетонных балках и плитах наибольшие расстояния между осями стержней продольной арматуры, обеспечивающие эффективное вовлечение в работу бетона, равномерное распределение напряжении и деформаций, а также ограничение ширины раскрытия трещин между стержнями арматуры, должны быть не более:

200 мм – при высоте поперечного сечения $h \leq 150$ мм;

1,5$h$ и 400 мм – при высоте поперечного сечения $h > 150$ мм.

– в железобетонных колоннах:

400 мм – в направлении, перпендикулярном плоскости изгиба;

500 мм – в направлении плоскости изгиба.

В железобетонных стенах расстояния между стержнями вертикальной арматуры принимают не более 2$t$ и 400 мм ($t$ – толщина стены), а горизонтальной – не более 400 мм.

В многопустотных настилах расстояния между осями рабочих стержней разрешается увеличивать в соответствии с расположением пустот в сечении, но не более чем до 2$h$.

При армировании неразрезных плит сварными рулонными сетками допускается вблизи промежуточных опор все нижние стержни переводить в верхнюю зону.

Неразрезные плиты толщиной не более 80 мм допускается армировать одинарными плоскими сетками без отгибов.

В многопустотных настилах расстояния между осями рабочих стержней разрешается увеличивать в соответствии с расположением пустот в сечении, но не более чем до 2$h$.

В балках и ребрах шириной более 150 мм число продольных рабочих растянутых стержней в поперечном сечении должно быть не менее двух. При ширине элемента 150 мм и менее допускается устанавливать в поперечном сечении один продольный стержень.

В балках до опоры следует доводить стержни продольной рабочей арматуры с площадью сечения не менее 1/2 площади сечения стержней в пролете и не: менее двух стержней.

В плитах до опоры следует доводить стержни продольной рабочей арматуры на 1 и ширины плиты с площадью сечения не менее 1/3 площади сечения стержней на 1 м ширины плиты в пролете и не менее двух стержней.

В изгибаемых элементах при высоте сечения более 700 мм у боковых граней должны ставиться конструктивные продольные стержни с расстояниями между ними по высоте не более 400 мм и площадью сечения не менее 0,1% площади сечения бетона, имеющего размер, равный по высоте элемента расстоянию между этими стержнями, по ширине - половине ширины ребра элемента, но не более 200 мм.

Диаметр продольных стержней внецентренно сжатых линейных элементов монолитных конструкций должен быть не менее 12 мм. В колоннах с размером меньшей стороны сечения 250 мм и более диаметр продольных стержней рекомендуется назначать не менее 16 мм.

В железобетонных стенах диаметр продольных стержней рекомендуется назначать не менее 8 мм.

***г) Поперечное армирование***

Поперечную арматуру следует устанавливать исходя из расчета на восприятие усилий, а также с целью ограничения развития трещин, удержания продольных стержней в проектном положении и закрепления их от бокового выпучивания в любом направлении.

Поперечную арматуру устанавливают у всех поверхностей железобетонных элементов, вблизи которых ставится продольная арматура. При этом расстояния между поперечными стержнями у каждой поверхности элемента должны быть не более 600 мм и не более удвоенной ширины грани элемента. Поперечную арматуру допускается не ставить у граней тонких ребер шириной 150 мм и менее, по ширине которых располагается лишь один продольный стержень.

Во внецентренно сжатых элементах, несущая способность которых при заданном эксцентриситете продольной силы используется менее чем на 50%, а также в элементах с гибкостью $lo/i < 17$ (например, подколенниках), где по расчету сжатая арматура не требуется, а количество растянутой арматуры не превышает 0,3%, допускается не устанавливать поперечную арматуру, требуемую согласно предыдущего абзаца, по граням, параллельным плоскости изгиба. При этом армирование по граням, перпендикулярным плоскости изгиба, производится сварными каркасами и сетками с защитным слоем бетона толщиной не менее 50 мм и не менее двух диаметров продольной арматуры.

Диаметр поперечной арматуры в вязаных каркасах изгибаемых элементов принимают не менее 6 мм.

Диаметр поперечной арматуры (хомутов) в вязаных каркасах внецентренно сжатых элементов принимают не менее 0,25 наибольшего диаметра продольной арматуры и не менее 6 мм.

В железобетонных элементах, в которых поперечная сила по расчету не может быть воспринята только бетоном, следует предусматривать установку поперечной арматуры с шагом не более $0{,}5h_o$ и не более 300 мм.

В сплошных плитах, а также в многопустотных и часторебристых плитах высотой менее 300 мм и в балках (ребрах) высотой менее 150 мм на участке элемента, где поперечная сила по расчету воспринимается только бетоном, поперечную арматуру можно не устанавливать.

В балках и ребрах высотой 150 мм и более, а также в часторебристых плитах высотой 300 мм и более, на участках элемента, где поперечная сила по расчету воспринимается только бетоном, следует предусматривать установку поперечной арматуры с шагом не более $0{,}75h_o$ и не более 500 мм.

В линейных изгибаемых элементах при наличии необходимой по расчету сжатой ненапрягаемой арматуры, с целью предотвращения выпучивания продольной арматуры следует устанавливать поперечную арматуру с шагом не более $15d$ и не более 500 мм ($d$ - диаметр сжатой продольной арматуры).

Если насыщение сжатой продольной арматуры, устанавливаемой у одной из граней элемента, более 1,5%, поперечную арматуру следует устанавливать с шагом не более $10d$ и не более 300 мм.

Поперечная арматура, предусмотренная для восприятия поперечных сил, должна иметь надежную анкеровку по концам путем приварки к продольным ненапрягаемым стержням, обеспечивающей равнопрочность соединения и хомутов, или охвата продольной арматуры. Во всех случаях диаметр продольных стержней должен быть не менее 0,8 диаметра поперечных.

Отогнутые стержни арматуры должны предусматриваться в изгибаемых элементах при армировании их вязаными каркасами. Отгибы стержней должны осуществляться по дуге радиусом не менее 10$d$. В изгибаемых элементах на концах отогнутых стержней должны устраиваться прямые участки длиной не менее 0,8$l_{an}$, но не менее 20$d$ в растянутой и l0$d$ - в сжатой зоне.

Во внецентренно сжатых линейных элементах, а также в изгибаемых элементах при наличии необходимой по расчету сжатой продольной арматуры, с целью предотвращения выпучивания продольной арматуры следует устанавливать поперечную арматуру с шагом не более 15$d$ и не более 500 мм ($d$ - диаметр сжатой продольной арматуры).

Если насыщение сжатой продольной арматуры, устанавливаемой у одной из граней элемента, более 1,5%, поперечную арматуру следует устанавливать с шагом не более 10$d$ и не более 300 мм.

Расстояния между хомутами внецентренно сжатых элементов в местах стыкования рабочей арматуры внахлестку без сварки должны составлять не более 10$d$.

Конструкция хомутов (поперечных стержней) во внецентренно сжатых линейных элементах должна быть такой, чтобы продольные стержни (по крайней мере через один) располагались в местах перегибов, а эти перегибы - на расстоянии не более 400 мм по ширине грани. При ширине грани не более 400 мм и числе продольных стержней у этой грани не более четырех допускается охват всех продольных стержней одним хомутом.

В железобетонных стенах поперечные стержни, нормальные плоскости стены, располагаются на расстояниях по вертикали не более 20$d$, а по горизонтали не более 600 мм. При этом, если требуемая по расчету продольная арматура имеет насыщение меньше минимального процента армирования (см. табл. 27 приложения), поперечные стержни можно располагать на расстояниях по вертикали не более 600 мм, а по горизонтали не более 1000 мм.

При насыщении продольной арматуры железобетонных стен более 2% поперечные стержни должны располагаться на расстояниях по вертикали не более 15$d$ и не более 500 мм, а по горизонтали не более 400 мм и не более 2-х шагов вертикальных стержней. Здесь $d$ - диаметр вертикальных стержней.

Поперечную арматуру в плитах в зоне продавливания в направлении, перпендикулярном сторонам расчетного контура, устанавливают с шагом не более $h_o$/3 и не далее 300 мм. Стержни, ближайшие к контуру грузовой площади, располагают не ближе $h_o$/3 и не далее $h_o$/2 от этого контура. При этом ширина зоны постановки поперечной арматуры (от контура грузовой площади) должна быть не менее 1,5$h_o$.

Расстояния между стержнями поперечной арматуры в направлении, параллельном сторонам расчетного контура, принимают не более 1/4 длины соответствующей стороны расчетного контура.

Поперечная арматура в виде сварных сеток косвенного армирования при местном сжатии (смятии) должна удовлетворять следующим требованиям:

а) площади стержней сетки на единицу длины в одном и другом направлении не должны различаться более чем в 1,5 раза;

б) шаг сеток (расстояние между сетками в осях стержней одного направления) следует принимать не менее 60 и не более 150 мм;

в) размеры ячеек сеток в свету должны быть не менее 45 и не более 100 мм;

г) первая сетей располагается на расстоянии 15-20 мм от нагруженной поверхности элемента.

Поперечная арматура, предусмотренная для восприятия поперечных сил и крутящих моментов, должна иметь замкнутый контур с надежной анкеровкой по концам путем приварки или охвата продольной арматуры, обеспечивающую равнопрочность соединений и поперечной арматуры.

***d) Армирование концов предварительно напряженных элементов***

У концов предварительно напряженных элементов, на длине не менее 0,6 длины передачи предварительного напряжения следует предусматривать установку дополнительной поперечной или косвенной арматуры, охватывающей напрягаемую арматуру, с шагом не более 100 мм.

Концы узких ребер рекомендуется усиливать путем установки закладных деталей-обойм с анкерными стержнями. Эти анкерные стержни можно учитывать при выполнении требований, указанных в следующем абзаце.

В изгибаемых элементах при высоте сечения более 700 мм у боковых граней должны ставиться конструктивные продольные стержни с расстояниями между ними по высоте не более 400 мм и площадью сечения не менее 0,1% площади сечения бетона, имеющего размер, равный по высоте элемента расстоянию между этими стержнями, а по ширине - половине ширины ребра элемента, но не более 200 мм.

Для элементов с напрягаемой арматурой класса ***A*** при передаточной прочности бетона не менее 22 МПа, указанную поперечную или косвенную арматуру можно не предусматривать, если предварительное напряжение $\sigma_{sp(1)}$ с учетом первых потерь не превышает:

460 МПа при $d_s$ = 10-14 мм;

420 МПа при $d_s$ = 16-20 мм;

380 МПа при $d_s$ = 22-32 мм,

(где $d_s$ - диаметр напрягаемых стержней).

В случае отсутствия по длине элемента поперечной арматуры указанные значения $\sigma_{sp}$ снижаются на 40 МПа,

При передаточной прочности бетона менее 22 МПа дополнительную поперечную или косвенную арматуру можно не предусматривать лишь при $\sigma_{sp} \leq 260$ МПа.

Для предотвращения продольных трещин у торцов предварительно напряженных элементов необходимо у торцов на участке не менее 1/4 высоты элемента предусматривать дополнительную поперечную арматуру на всю высоту элемента.

Эта арматура должна быть надежно заанкерена приваркой к нижней закладной детали или представлять собой корытообразную сетку, охватывающую нижнюю продольную арматуру.

Сечение этой поперечной арматуры должно в состоянии воспринимать не менее 20% усилия в напрягаемой арматуре нижней зоны, определяемого по прочности (т.е. равного $R_s A_s$).

***е) Анкеровка арматуры***

Анкеровку арматуры осуществляют одним из следующих способов:

– в виде прямого окончания стержня (прямая анкеровка);

– с применением специальных анкерных устройств на конце стержня.

Кроме того, анкеровка ненапрягаемой арматуры может осуществляться загибом на конце стержня в виде крюка, отгиба (лапки) или петли, а также приваркой поперечных стержней.

Прямую анкеровку и анкеровку с лапками допускается применять только для арматуры периодического профиля. Для растянутых гладких стержней следует предусматривать крюки, петли, приваренные поперечные стержни или специальные анкерные устройства.

Лапки, крюки и петли не рекомендуется применять для анкеровки сжатой арматуры, за исключением гладкой арматуры, которая может подвергаться растяжению при некоторых возможных сочетаниях нагрузки.

При расчете длины анкеровки арматуры следует учитывать способ анкеровки, класс арматуры и ее профиль, диаметр арматуры, прочность бетона и его напряженное состояние в зоне анкеровки, конструктивное решение элемента в зоне анкеровки (наличие поперечной арматуры, положение стержней в сечении элемента и др.).

Базовую (основную) длину анкеровки напрягаемой и ненапрягаемой арматуры, необходимую для передачи усилия в арматуре с полным расчетным сопротивление $R_s$ на бетон определяют по формуле

$$l_{0,an} = \frac{R_s A_{sp(s)}}{R_{bond} u_s}, \qquad (4.1)$$

где $A_{sp(S)}$ и $u_s$ – соответственно площадь сечения анкеруемого стержня напрягаемой (ненапрягаемой) арматуры и периметр его сечения, определяемые по номинальному диаметру стержня;

$R_{bond}$ – расчетное сопротивление сцепления арматуры с бетоном, принимаемое равномерно распределенным по длине анкеровки и определяемое по формуле

$$R_{bond} = \eta_1 \eta_2 R_{bt}, \qquad (4.2)$$

здесь $\eta_1$ – коэффициент, учитывающий влияние вида поверхности арматуры и принимаемый равным:

2,5 – для горячекатаной и термомеханически упрочненной арматуры периодического профиля класса ***A***;

2,2 – для арматурных канатов класса ***A*** диаметром 9 мм и более;

2,0 – для холоднодеформированной арматуры класса ***B500***;

1,8 – для холоднодеформированной арматуры класса $B_p$ диаметром 4 мм и более;

1,7 – для холоднодеформированной арматуры класса $B_p$ диаметром 3 мм и арматурных канатов класса ***К*** диаметром 6 мм;

1,5 – для гладкой арматуры класса ***А240***;

$\eta_2$ – коэффициент, учитывающий влияние размера диаметра арматуры и принимаемый равным:

1,0 – для диаметра арматуры $d_s \leq 32$ мм;

0,9 – для диаметра арматуры 36 и 40 мм.

Требуемую расчетную длину анкеровки арматуры с учетом конструктивного решения элемента в зоне анкеровки определяют по формуле

$$l_{an} = al_{0,an}\frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}}, \qquad (4.3)$$

где $l_{o,an}$ – базовая длина анкеровки, определяемая по формуле (4.1);

$A_{s,cal}$, $A_{s,ef}$ – площади поперечного сечения арматуры соответственно, требуемая по расчету с полным расчетным сопротивлением и фактически установленная;

$a$ – коэффициент, учитывающий влияние на длину анкеровки напряженного состояния бетона и арматуры и конструктивного решения элемента в зоне анкеровки.

При анкеровке стержней периодического профиля с прямыми концами (прямая анкеровка) или гладкой арматуры с крюками или петлями без дополнительных анкерующих устройств для растянутых стержней принимают, $a = 1{,}0$ , а для сжатых - $a = 0{,}75$ .

Для крайних свободных опор балок длину анкеровки можно уменьшить в зависимости от поперечной или косвенной арматуры, охватывающей продольную арматуру, и величины поперечного обжатия бетона.

В любом случае фактическую длину анкеровки принимают не менее 15$d$ и не менее 200 мм.

Если согласно расчету наклонных сечений на действие изгибающего момента невозможно или нерационально установить необходимую поперечную арматуру, на концах стержней напрягаемой арматуры устанавливают анкера следующих типов:

высаженные головки – для арматуры классов А600 (марки 200ХГ2Ц) и А800;

обжатые шайбы – для арматуры классов А600 А 800, А1000;

приваренные коротыши – для арматуры классов А600 (марок 2Г2С и 20ХГ2Ц) и А800.

В этом случае усилие в продольной арматуре принимается равной $N_s$=2,5$R_bA_c$, где $A_c$ – площадь контакта анкера с бетоном.

При невозможности обеспечения требований анкеровки должны быть приняты специальные меры по анкеровке продольных стержней:

а) устройство на концах специальных анкеров в виде пластин, шайб, гаек, уголков, высаженных головок. В этом случае площадь контакта анкера с бетоном должна удовлетворять условию прочности бетона на смятие, а толщина анкерующей пластины должна быть не менее 1/5 всей ширины

(диаметра) и удовлетворять условиям сварки; длина заделки стержня должна определяться расчетом на выкалывание и приниматься не менее $10d_s$.

б) отгиб анкеруемого стержня на 90° по дуге круга радиусом в свету не менее $10d_s(1 - l_1/l_{an})$ [где $l_1$ - длина прямого участка у начала заделки], и не менее значений, приведенных в п. 4.4; на отогнутом участке ставятся дополнительные хомуты против разгибания стержней;

в) приварка на длине заделки $l_s$, поперечных анкерируюших стержней; в этом случае длина анкеровки $l_{an}$ определенная по формуле (4.3), уменьшается на длину $\Delta l = l_{an}\frac{N_w}{R_s A_s}$ [где $N_w$ по формуле (2.86) п. 2.1.5.3], но более чем на $0{,}43l_s$; если $\Delta l \geq 150$ мм, гладкие стержни могут выполняться без крюков, при этом значение $l_{an}$ не уменьшается.

При размещении анкеров на напрягаемой арматуре следует учитывать их перемещение при удлинении в процессе ее натяжения на упоры; после натяжения арматуры анкер должен занимать проектное положение.

### 4.3 Соединения арматуры

Для соединения арматуры принимают один из следующих типов стыков:

а) стыки внахлестку без сварки:

– с прямыми концами стержней периодического профиля;

– с прямыми концами стержней с приваркой или установкой на длине нахлестки поперечных стержней;

– с загибами на концах (крюки, лапки, петли); при этом для гладких стержней применяют только крюки и петли.

б) сварные и механические стыковые соединения:

– сваркой арматуры;

– с применением специальных механических устройств (стыки с опрессованными муфтами, резьбовыми муфтами и др.).

Стыки растянутой или сжатой арматуры должны иметь длину перепуска (нахлестки) не менее значения длины $l_l$, определяемого по формуле

$$l_l = al_{0,an}\frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}} \qquad (4.4)$$

где $l_{o,an}$ – базовая длина анкеровки, определяемая по формуле (4.1);

$A_{s,cal}$, $A_{s,ef}$ – площади поперечного сечения арматуры соответственно, требуемая по расчету с полным расчетным сопротивлением и фактически установленная;

$a$ – коэффициент, учитывающий влияние напряженного состояния арматуры, конструктивного решения элемента в зоне соединения стержней, количества стыкуемой арматуры в одном сечении по отношению к общему количеству арматуры в этом сечении, расстояния между стыкуемыми стержнями.

При соединении арматуры периодического профиля с прямыми концами, а также падких стержней с крюками или петлями без дополнительных анкерующих устройств коэффициент ***a*** для растянутой арматуры принимают равным 1,2, а для сжатой арматуры – 0,9. При этом должны быть соблюдены следующие условия:

– относительное количество стыкуемой в одном расчетном сечении элемента рабочей растянутой арматуры периодического профиля должно быть не более 50%, гладкой арматуры (с крюками или петлями) - не более 25%;

– усилие, воспринимаемое всей поперечной арматурой, поставленной в пределах стыка, должно быть не менее половины усилия, воспринимаемого стыкуемой в одном расчетном сечении элемента растянутой рабочей арматурой;

– расстояние между стыкуемыми рабочими стержнями арматуры не должно превышать $4d_s$;

– расстояние между соседними стыками внахлестку (по ширине железобетонного элемента) должно быть не менее $2d_s$ и не менее 30 мм.

В качестве одного расчетного сечения элемента, рассматриваемого для определения относительного количества стыкуемой арматуры в одном сечении, принимают участок элемента вдоль стыкуемой арматуры длиной $1{,}3l_l$. Считается, что стыки арматуры расположены в одном расчетном сечении, если центры этих стыков находятся в пределах длины этого участка.

Допускается увеличивать относительное количество стыкуемой в одном расчетном сечении элемента рабочей растянутой арматуры до 100%, принимая значение коэффициента ***a*** равным 2,0. При относительном количестве стыкуемой в одном расчетном сечении арматуры периодического профиля более 50% и гладкой арматуры более 25% значения коэффициента *a* определяют по линейной интерполяции.

При наличии дополнительных анкерующих устройств на концах стыкуемых стержней (приварка поперечной арматуры, загиба концов стыкуемых стержней периодического профиля и др.) длина перепуска стыкуемых стержней может быть уменьшена, но не более чем на 30%.

В любом случае фактическая длина перепуска должна быть не менее $0{,}4a \cdot l_{0,an}$ , не менее $20d_s$ и не менее 250 мм.

При соединении арматуры с использованием сварки выбор типов сварного соединения и способов сварки производят с учетом условий эксплуатации конструкции, свариваемости стали и требований по технологии изготовления в соответствии с действующими нормативными документами (ГОСТ 14098-91.

При использовании для стыков арматуры механических устройств в виде муфт (муфты на резьбе, спрессованные муфты и т.д.) несущая способность муфтового соединения должна быть такой же, что и стыкуемых стержней (соответственно при растяжении или сжатии). Концы стыкуемых стержней следует заводить на требуемую длину в муфту, определяемую расчетом или опытным путем.

При использовании муфт на резьбе должна быть обеспечена требуемая затяжка муфт для ликвидации люфта в резьбе.

### 4.4 Гнутые стержни

При применении гнутой арматуры (отгибы, загибы концов стержней) минимальный диаметр загиба отдельного стержня должен быть таким, чтобы избежать разрушения или раскалывания бетона внутри загиба арматурного стержня и его разрушения в месте загиба.

Минимальный диаметр оправки $d_{оп}$ для арматуры принимают в зависимости от диаметра стержня $d_s$ не менее:

– для гладких стержней

$d_{оп} = 2{,}5d_s$ при $d_s < 20$ мм;

$d_{оп} = 4d_s$ при $d_s \geq 20$ мм;

– для стержней периодического профиля

$d_{оп} = 5d_s$ при $d_s < 20$ мм;

$d_{оп} = 8d_s$ при $d_s \geq 20$ мм.

### 4.5 Требования к железобетонным конструкциям

Размеры сборных железобетонных элементов следует назначать с учетом грузоподъемности и габаритных ограничений технологического, транспортного и монтажного оборудования на заводах-изготовителях и на строительных площадках. В необходимых случаях следует учитывать возможность подъема железобетонного изделия вместе с формой.

Во избежание повреждений от местных концентраций напряжений при резком изменения направлений граней изделия (например, во внутренних углах) рекомендуется предусматривать смягчение очертания в виде уклонов, фасок или закруглений по возможности небольшой величины (до 50 мм), чтобы не требовалось местное армирование.

Во внешних острых углах во избежание откалывания бетона следует устраивать скосы или закругления.

При проектировании железобетонных конструкций их очертание следует принимать с учетом устройства и способа использования форм (опалубки).

При применении форм с откидными бортами очертание изделия не должно препятствовать повороту борта при распалубке.

При применении неразъемных форм для возможности извлечения изделия из них должны предусматриваться технологические уклоны не менее 1:10. В случае применения неразъемных форм с использованием выпрессовывания уклон должен быть не менее 1:15.

При немедленной распалубке с обеспечением фиксированного (во избежание нарушения бетона) вертикального перемещения формующего элемента оснасткиуклон должен быть не менее 1:50.

При использовании форм с одним неподвижным и одним откидным бортом для возможности вертикального подъема конструкции при распалубке

следует переход от большей ширины изделий к меньшей. Например, от нижней полки к стенке принимать плавным под углом не менее 45°. Это требование можно не учитывать, если форма снабжена выпрессовывающим устройством.

Применение выпрессовывания и немедленной распалубки должно согласовываться с изготовителем изделия.

При проектировании сборных железобетонных изделий следует предусматривать удобные способы захвата их грузозахватными приспособлениями при снятии с формы (распалубке), а также при погрузочно-разгрузочных и монтажных работах.

Способы и места захвата следует назначать с учетом технологии изготовления и монтажа изделия, а также его конструктивных особенностей.

Изделие должно быть проверено расчетом на условия работы при принятом способе и размещении мест захвата.

При проектировании изделий со строповочными петлями следует применять унифицированные петли.

Диаметр стержня петли $d$ рекомендуется принимать согласно табл. 29 приложения в зависимости от массы изделия, приходящейся на петлю. При подъеме плоских изделии за четыре петли масса изделия считается распределенной на три петли.

При подъеме за три петли и более, расположенных на одном торце изделия (например, на стеновой панели), масса изделия принимается распределенной только на две петли, поэтому в этом случае установка более двух петель не рекомендуется.

При применении приспособлений (самобалансирующихся траверс), обеспечивающих самобалансирование усилий между стропами, допускается массу изделия распределять между петлями в соответствии с конструкцией приспособления.

Высоту проушины петли $h_e$, соответствующую размерам чалочных крюков грузовых стропов, следует принимать равной, мм:

60 - при диаметре стержня петли от 6 до 16 мм;

80 - при диаметре стержня петли от 18 и 22 мм;

150- при диаметре стержня петли от 25 до 32 мм.

Длину $l_s$ и глубину запуска $h_b$ концов ветвей петли в бетон изделия рекомендуется принимать согласно табл. 30 приложения.

При расположении строповочных петель в стандартных углублениях значение $h_b$ можно отсчитывать от верхней поверхности бетонного элемента.

Во всех случаях значение $l_s$ следует принимать не менее 200 мм.

Для петель, выполняемых из арматурной стали ∅25А240 и ∅28А300 и более, значения $l_s$ и $h_b$ следует увеличивать на 20 %.

Ветви петли из стали класса А240, а также прямые (без отгибов) ветви петель из стали класса А300 должны заканчиваться крюками.

В необходимых случаях допускается располагать ветви под углом одна к другой не более 45°.

Расстояние между боковой поверхностью хвостового участка крюка петли и поверхностью изделия, измеряемое в плоскости крюка, следует принимать не менее 4*d*

В том случае, если невозможно произвести на необходимую длину запуск концов петли, анкеровку петли необходимо осуществлять различными способами, например, приваркой к закладным деталям, заведением за рабочую продольную арматуру и т.д. Надежность принятой анкеровки петли следует подтвердить расчетом или испытаниями.

Допускается располагать строповочные петли в углублениях так, чтобы их проушины располагались ниже грани бетонного или железобетонного изделия. Это расположение особенно рекомендуется при механизированной отделке поверхности бетона, когда выступающие петли мешают такой отделке. Углубления для петель могут быть замкнутыми или разомкнутыми. В последнем случае в них не скопляется вода, которая может замерзнуть, а также улучшаются условия фиксации петель. Из условия заведения в проушину чалочного крюка стропа лунку следует располагать со смещением к середине изделия относительно плоскости проушины.

В целях снижения отрицательного влияния образования начальных трещин в верхней зоне балок, плит и т.п. на их жесткость и трещиностойкость рекомендуется назначать места расположения строповочных устройств и места опирания при перевозке максимально приближенными к концам элемента с учетом возможностей подъемных механизмов, применяемых траверс, транспортных средств. Места опирания при хранении элемента рекомендуется назначать на расстоянии не более 20-30 см от его концов.

### 4.6 Фиксация арматуры

Соответствие расположения арматуры ее проектному положению должно обеспечиваться применением средств фиксации.

Фиксацию арматуры рекомендуется осуществлять с помощью:

а) устройств однократного использования, остающихся в бетоне;

б) инвентарных приспособлений, извлекаемых из бетона до или после его твердения:

в) специальных деталей, прикрепленных к рабочей поверхности формы или опалубки и не препятствующих извлечению железобетонного элемента из формы или снятию с него опалубки.

Рекомендуется применять следующие фиксаторы однократного использования:

а) для обеспечения требуемой толщины защитного слоя бетона;

б) для обеспечения требуемого расстояния между отдельными арматурными изделиями или стержнями;

Вид фиксатора для обеспечения толщины защитного слоя бетона у лицевых граней элементов следует выбирать согласно требованиям табл. 31 приложения. Не допускается применять в качестве фиксаторов обрезки арматурных стержней, пластин и т. п.

В растянутой зоне бетона элементов, эксплуатируемых в условиях агрессивной среды, не допускается устанавливать пластмассовые подкладки под стержни рабочей арматуры или вплотную к ним - под стержни распределительной арматуры. В таких изделиях следует применять преимущественно подкладки из плотного цементно-песчаного раствора, бетона или асбестоцемента.

В случае применения фиксаторов однократного использования следует в соответствии с требованиями табл. 30 приложения указывать на рабочих чертежах, какие из этих фиксаторов допускаются в данном элементе. Толщину защитного слоя бетона в месте установки фиксатора-подкладки рекомендуется принимать кратной 5 мм.

Для фиксаторов однократного использования, выполняемых из арматурной стали, следует выполнять чертежи. На рабочих чертежах арматурных изделий и в случае необходимости на чертежах общих видов армирования железобетонных элементов следует показывать расположение этих фиксаторов или опорных стержней, а в спецификациях предусматривать расход стали на их изготовление.

## СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

### *а) основная литература*

1. Нагрузова, Л. П. Железобетонные и каменные конструкции: учебник /Л. П. Нагрузова, Р. С. Федюк. - Москва, Вологда: Инфра-Инженерия, 2025. - 288 с. - ISBN 978-5-9729-2598-8. - Текст: электронный // Цифровой образовательный ресурс IPR SMART: [сайт]. - URL: https://www.iprbookshop.ru/154420.html (дата обращения: 17.09.2025). - Режим доступа: для авторизированных пользователей.

2. Поликутин, А. Э. Железобетонные конструкции одноэтажного промышленного здания: учебное пособие / А. Э. Поликутин, А. В. Левченко. - Воронеж: Воронежский государственный технический университет, ЭБС АСВ, 2025. - 86 с. - ISBN 978-5-7731-1245-7. - Текст: электронный // Цифровой образовательный ресурс IPR SMART: [сайт]. - URL: https://www.iprbookshop.ru/158539.html (дата обращения: 13.02.2026). - Режим доступа: для авторизированных пользователей.

3. Проектирование железобетонных конструкций: учебно-методическое пособие / В. А. Люблинский, Д. С. Ванус, К. Л. Кудяков [и др.]. - Москва: МИСИ-МГСУ, ЭБС АСВ, 2025. - 61 с. - ISBN 978-5-7264-3649-4. - Текст: электронный //Цифровой образовательный ресурс IPR SMART: [сайт]. - URL: https://www.iprbookshop.ru/156552.html (дата обращения: 24.11.2025). - Режим доступа: для авторизированных пользователей.

4. Проектирование железобетонных конструкций: курс лекций/. - Астрахань: Астраханский государственный архитектурно-строительный университет, ЭБС АСВ, 2024. - 118 с. - ISBN 978-5-93026-223-0. - Текст: электронный // Цифровой образовательный ресурс IPR SMART: [сайт]. - URL: https://www.iprbookshop.ru/142846.html (дата обращения: 30.03.2026). - Режим доступа: для авторизированных пользователей.

5. Габрусенко, В. В. Железобетонные конструкции многоэтажных каркасных зданий: учебное пособие / В. В. Габрусенко, В. А. Беккер; под редакцией В. В. Габрусенко. - Новосибирск: Новосибирский государственный архитектурно-строительный университет (Сибстрин), ЭБС АСВ, 2023. - 178 с. - ISBN 978-5-7795-0941-1. - Текст: электронный // Цифровой образовательный ресурс IPR SMART: [сайт]. - URL: https://www.iprbookshop.ru/129324.html (дата обращения: 30.03.2023). - Режим доступа: для авторизированных пользователей.

6. Металлические конструкции зданий и сооружений: учебное пособие / В. П. Синцов, А. В. Синцов, С. В. Митрофанов, Н. В. Данченко; под редакцией В. П. Синцова. - Москва, Вологда: Инфра-Инженерия, 2025. - 184 с. - ISBN 978-5-9729-2395-3. - Текст: электронный // Цифровой образовательный ресурс IPR SMART: [сайт]. - URL: https://www.iprbookshop.ru/154665.html (дата обращения: 23.09.2025). - Режим доступа: для авторизированных пользователей.

7. Серёгин, Н. Г. Методы проектирования металлических и деревянных конструкций: учебно-методическое пособие /Н. Г. Серёгин, А. А. Бунов. - Москва: МИСИ-МГСУ, ЭБС АСВ, 2022. - 67 с. - ISBN 978-5-7264-2981-6. -

Текст: электронный //Цифровой образовательный ресурс IPR SMART: [сайт]. - URL: https://www.iprbookshop.ru/126140.html (дата обращения: 25.11.2022). - Режим доступа: для авторизированных пользователей

***б) дополнительная литература***

1 Байков, В.Н. Железобетонные конструкции. Общий курс [Текст]: учебник для вузов/В.Н. Байков, Э.Е. Сигалов - 5-е изд.- Москва: Стройиздат, 1991. - 767 с.

2 Бондаренко В.М. Примеры расчета железобетонных и каменных конструкций: Учеб. Пособие /Бондаренко В.М. – М.: Высшая школа, 2006 – 504 с.: Ил

3 Железобетонные конструкции одноэтажных промышленных зданий /А.И. Заикин. – М.: АСВ, 2006. – 272 с.

4 Спецкурс по проектированию железобетонных и каменных конструкций: учебно-методическое пособие / И. К. Манаенков, Д. С. Попов, О. А. Симаков [и др.]. - Москва: МИСИ-МГСУ, ЭБС АСВ, 2021. - 142 с. - ISBN 978-5-7264-2897-0. - Текст: электронный //Цифровой образовательный ресурс IPR SMART: [сайт]. - URL: https://www.iprbookshop.ru/126185.html (дата обращения: 28.11.2022). - Режим доступа: для авторизированных пользователей

***<u>в) Справочно-нормативная</u>***

1 Пособие к СТО 36554501-006-2006. «Пособие по расчету огнестойкости и огнесохранности железобетонных конструкций из тяжелого бетона (к СТО 36554501-006-2006)». Милованов А.Ф. (2008 г.)

2 Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона без предварительного напряжения арматуры (к СП 52-101-2003). ЦНИИПромзданий, НИИЖБ. – М.: ОАО «ЦНИИПромзданий», 2005. – 214 с.

3 Пособие по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций из тяжелого бетона (к СП 52-102-2004). ЦНИИПромзданий, НИИЖБ. – М.: ОАО «ЦНИИПромзданий», 2005.

4 Пособие по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов (к СНиП 2.03.01-84). Ч.2 /ЦНИИПромзданий Госстроя СССР; НИИЖБ Госстроя СССР. - М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1988. - 144 с. (в части, не противоречащей СНиП 52-01-2003).

5 Проектирование железобетонных сборно-монолитных конструкций. Справочное пособие к СНиП 2.03.01-84* (в части, не противоречащей СНиП 52-01-2003).

6 СНиП 52-01-2003. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Москва: ГУП «НИИЖБ» Госстроя России, 2004. – 26с.

7 СП 20.13330.2016. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85**.

8 СП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры. Москва: ГУП «НИИЖБ», 2004. – 74 с.

9 СП 52-102-2004. Предварительно напряженные железобетонные конструкции. Москва: ГУП «НИИЖБ», 2004. – 46с.

10 СП 63.13330.2018. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. - Госстроя России, 2019. – 287с. Изменения N 1, 2 внесены изготовителем базы данных по тексту М.: Стандартинформ, 2020; М.: ФГБУ "РСТ", 2022.

11 СП 52-103-2007. Железобетонные монолитные конструкции зданий. Москва: ГУП «НИИЖБ», 2007. – 21с.

12 СП 52-104-2006. Свод правил к СНиП 52-01-2003. Сталефибробетонные конструкции. Москва: ГУП «НИИЖБ», 2004. – 73с.

13 СП 52-105-2009. Свод правил к СНиП 52-01-2003. Железобетонные конструкции в холодном климате и на вечномерзлых грунтах.

14 СП 52-110-2009. Свод правил к СНиП 52-01-2003. Бетонные и железобетонные конструкции, подвергающиеся технологическим повышенным и высоким температурам.

15 СП 52-117-2008 Часть I. Свод правил к СНиП 52-01-2003. Железобетонные пространственные конструкции покрытий и перекрытий. Часть I. Методы расчета и конструирование. (Применять совместно с СП 52-101-2003 и СП 52-102-2004).

16 СТО 0047-2005 (02494680, 17523759) Стандарт ЗАО «ЦНИИПСК им. Мельникова». Перекрытия сталежелезобетонные с монолитной плитой по стальному профилированному настилу. Расчет и проектирование.

17 СТО 36554501-005-2006* (Переиздание с изменениями) Стандарт ФГУП «НИЦ «Строительство». Применение арматуры класса А500СП в железобетонных конструкциях. С изменениями и дополнениями, отражающими опыт применения, накопленный за время действия документа, освоение производства арматуры класса А500СП в расширенном сортаменте размеров от 10 до 40 мм по ТУ 14-1-5526 с изменением № 1.

18 СТО 36554501-006-2006 Стандарт ФГУП «НИЦ «Строительство». Правила по обеспечению огнестойкости и огнесохранности железобетонных конструкций.

Интернет-ресурсы – в свободном доступе.

## Приложения

Таблица 1 – Минимальный класс бетона элементов с предварительно напряженной арматурой

| При арматуре классов: | Класс бетона не ниже |
|---|---|
| А540-А800 | В20 |
| А1000 | В30 |
| При арматуре классов: | |
| Вр1200, Вр1300 | В30 |
| Вр1400, Вр1500 | В20 |
| К1400, К1500 | В30 |

Таблица 2 – Предельно допустимая ширина раскрытия трещин

| Для элементов, к которым не предъявляются требования непроницаемости, значения $a_{crc,ult}$ принимают равными: | | |
|---|---|---|
| При арматуре: | При продолжительном раскрытии трещин, мм | При непродолжительном раскрытии трещин, мм |
| А240-А600, В500 | 0,3 | 0,4 |
| А800; А1000; Вр1200-Вр1400; К1400; К1500 (К-19); К1500 (К-7) диаметром 12 мм | 0,2 | 0,3 |
| Вр1500; К1500 (К-7) диаметром 6 и 9 мм | 0,1 | 0,2 |

Таблица 3 – Нормативные и расчетные значения сопротивления бетона соответственно для I и II предельных состояний

| Вид сопротивления | Бетон | Нормативные сопротивления бетона $R_{bn}$, $R_{bt,n}$, МПа, и расчетные сопротивления бетона для предельных состояний второй группы $R_{b,ser}$ и $R_{bt,ser}$, МПа, при классе бетона по прочности на сжатие | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | В1,5 | В2 | В2,5 | В3,5 | В5 | В7,5 | В10 | В12,5 | В15 | В20 | В25 | В30 | В35 | В40 | В45 | В50 | В55 | В60 | В70 | В80 | В90 | В100 |

| Вид сопротивления | Бетон | Нормативные сопротивления бетона $R_{bn}$, $R_{bt,n}$, МПа, и расчетные сопротивления бетона для предельных состояний второй группы $R_{b,ser}$ и $R_{bt,ser}$, МПа, при классе бетона по прочности на сжатие | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | B1,5 | B2 | B2,5 | B3,5 | B5 | B7,5 | B10 | B12,5 | B15 | B20 | B25 | B30 | B35 | B40 | B45 | B50 | B55 | B60 | B70 | B80 | B90 | B100 |
| Сжатие осевое (призменная прочность) $R_{bn}$ и $R_{b,ser}$ | Тяжелый, мелкозернистый и напрягающий | - | - | - | 2,7 | 3,5 | 5,5 | 7,5 | 9,5 | 11 | 15 | 18,5 | 22 | 25,5 | 29 | 32 | 36 | 39,5 | 43 | 50 | 57 | 64 | 71 |
| | Легкий | - | - | 1,9 | 2,7 | 3,5 | 5,5 | 7,5 | 9,5 | 11 | 15 | 18,5 | 22 | 25,5 | 29 | - | - | - | - | - | - | - | - |
| | Ячеистый | 1,4 | 1,9 | 2,4 | 3,3 | 4,6 | 6,9 | 9,0 | 10,5 | 11,5 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - |
| Растяжение осевое $R_{bt,n}$ и $R_{bt,ser}$ | Тяжелый, мелкозернистый и напрягающий | - | - | - | 0,39 | 0,55 | 0,70 | 0,85 | 1,00 | 1,10 | 1,35 | 1,55 | 1,75 | 1,95 | 2,10 | 2,25 | 2,45 | 2,60 | 2,75 | 3,00 | 3,30 | 3,60 | 3,80 |
| | Легкий | - | - | 0,29 | 0,39 | 0,55 | 0,70 | 0,85 | 1,00 | 1,10 | 1,35 | 1,55 | 1,75 | 1,95 | 2,10 | - | - | - | - | - | - | - | - |
| | Ячеистый | 0,22 | 0,26 | 0,31 | 0,41 | 0,55 | 0,63 | 0,89 | 1,00 | 1,05 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - |

Примечания. 1 Значения сопротивлений приведены для ячеистого бетона средней влажностью 10%.

2 Для мелкозернистого бетона на песке с модулем крупности 2,0 и менее, а

| Вид сопротивления | Бетон | Нормативные сопротивления бетона $R_{bn}$, $R_{bt,n}$, МПа, и расчетные сопротивления бетона для предельных состояний второй группы $R_{b,ser}$ и $R_{bt,ser}$, МПа, при классе бетона по прочности на сжатие | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | B1,5 | B2 | B2,5 | B3,5 | B5 | B7,5 | B10 | B12,5 | B15 | B20 | B25 | B30 | B35 | B40 | B45 | B50 | B55 | B60 | B70 | B80 | B90 | B100 |
| также для легкого бетона на мелком пористом заполнителе значения расчетных сопротивлений $R_{bt,n}$, $R_{bt,ser}$ следует принимать с умножением на коэффициент 0,8.<br>3 Для поризованного бетона, а также для керамзитоперлитобетона на вспученном перлитовом песке значения расчетных сопротивлений $R_{bt,n}$, $R_{bt,ser}$ следует принимать как для легкого бетона с умножением на коэффициент 0,7.<br>4 Для напрягающего бетона значения $R_{bt,n}$, $R_{bt,ser}$ следует принимать с умножением на коэффициент 1,2. | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |

Таблица 4 – Расчетные значения сопротивления бетона для I группы предельных состояний

| Вид сопротивления | Бетон | Расчетные сопротивления бетона $R_b$, $R_{bt}$, МПа, для предельных состояний первой группы при классе бетона по прочности на сжатие | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | B1,5 | B2 | B2,5 | B3,5 | B5 | B7,5 | B10 | B12,5 | B15 | B20 | B25 | B30 | B35 | B40 | B45 | B50 | B55 | B60 | B70 | B80 | B90 | B100 |
| Сжатие осевое (призменная прочность) $R_b$ | Тяжелый, мелкозернистый и напрягающий | - | - | - | 2,1 | 2,8 | 4,5 | 6,0 | 7,5 | 8,5 | 11,5 | 14,5 | 17,0 | 19,5 | 22,0 | 25,0 | 27,5 | 30,0 | 33,0 | 37,0 | 41,0 | 44,0 | 47,5 |
| | Легкий | - | - | 1,5 | 2,1 | 2,8 | 4,5 | 6,0 | 7,5 | 8,5 | 11,5 | 14,5 | 17,0 | 19,5 | 22,0 | - | - | - | - | - | - | - | - |
| | Ячеистый | 0,95 | 1,3 | 1,6 | 2,2 | 3,1 | 4,6 | 6,0 | 7,0 | 7,7 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - |

| | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Растяжение осевое $R_{bt}$ | Тяжелый, мелкозернистый и напрягающий | - | - | - | 0,26 | 0,37 | 0,48 | 0,56 | 0,66 | 0,75 | 0,90 | 1,05 | 1,15 | 1,30 | 1,40 | 1,50 | 1,60 | 1,70 | 1,80 | 1,90 | 2,10 | 2,15 | 2,20 |
| | Легкий | - | - | 0,20 | 0,26 | 0,37 | 0,48 | 0,56 | 0,66 | 0,75 | 0,90 | 1,05 | 1,15 | 1,30 | 1,40 | - | - | - | - | - | - | - | - |
| | Ячеистый | 0,09 | 0,12 | 0,14 | 0,18 | 0,24 | 0,28 | 0,39 | 0,44 | 0,46 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - |

Примечания

1 Значения сопротивлений приведены для ячеистого бетона средней влажностью 10%.

2 Для мелкозернистого бетона на песке с модулем крупности 2,0 и менее, а также для легкого бетона на мелком пористом заполнителе значения расчетных сопротивлений $R_{bt}$ следует принимать с умножением на коэффициент 0,8.

3 Для поризованного бетона, а также для керамзитоперлитобетона на вспученном перлитовом песке значения расчетных сопротивлений $R_{bt}$ следует принимать как для легкого бетона с умножением на коэффициент 0,7.

4 Для напрягающего бетона значения $R_{bt}$ следует принимать с умножением на коэффициент 1,2.

5 Для тяжелых бетонов классов В70-В100 расчетные значения сопротивления осевому сжатию $R_b$ и осевому растяжению $R_{bt}$ приняты с учетом дополнительного понижающего коэффициента $\gamma_{b,br}$, учитывающего увеличение хрупкости высокопрочных бетонов в связи с уменьшением деформаций ползучести и равного $\gamma_{b,br} = \frac{360 - B}{300}$, где В - класс бетона по прочности на сжатие.

Таблица 5 – Значения начального модуля упругости бетона

| Значения начального модуля упругости бетона при сжатии и растяжении $E_b, \cdot 10^{-3}$ при классе бетона по прочности на сжатие, МПа | | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| B15 | B20 | B25 | B30 | B35 | B40 | B45 | B50 | B55 | B60 | B70 | B80 | B90 | B100 |
| 24 | 27,5 | 30 | 32,5 | 34,5 | 36 | 37 | 38 | 39 | 39,5 | 41 | 42 | 42,5 | 43 |

Таблица 6 – Значения коэффициента ползучести бетона $\varphi_{b,cr}$

| Относительная влажность воздуха окружающей среды, % | Значения коэффициента ползучести $\varphi_{b,cr}$ при классе бетона на сжатие | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | B15 | B20 | B25 | B30 | B35 | B40 | B45 | B50 | B55 | B60 – B100 |

| | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Выше 75 | 2,4 | 2,0 | 1,8 | 1,6 | 1,5 | 1,4 | 1,3 | 1,2 | 1,1 | 1,0 |
| 40-75 | 3,4 | 2,8 | 2,5 | 2,3 | 2,1 | 1,9 | 1,8 | 1,6 | 1,5 | 1,4 |
| Ниже 40 | 4,8 | 4,0 | 3,6 | 3,2 | 3,0 | 2,8 | 2,6 | 2,4 | 2,2 | 2,0 |
| Примечание. Относительную влажность воздуха окружающей среды принимают по СНиП 23-01-99 как среднюю месячную относительную влажность наиболее теплого месяца для района строительства. | | | | | | | | | | |

Таблица 7 – Относительные деформации бетона при длительном действии нагрузки

| Относительная влажность воздуха окружающей среды, % | Относительные деформации бетона при продолжительном действии нагрузки | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | при сжатии | | | при растяжении | | |
| | $\varepsilon_{b0}\cdot 10^3$ | $\varepsilon_{b2}\cdot 10^3$ | $\varepsilon_{b1,red}\cdot 10^3$ | $\varepsilon_{bt0}\cdot 10^3$ | $\varepsilon_{bt2}\cdot 10^3$ | $\varepsilon_{bt1,red}\cdot 10^3$ |
| Выше 75 | 3,0 | 4,2 | 2,4 | 0,21 | 0,27 | 0,19 |
| 40-75 | 3,4 | 4,8 | 2,8 | 0,24 | 0,31 | 0,22 |
| Ниже 40 | 4,0 | 5,6 | 3,4 | 0,28 | 0,36 | 0,26 |

Таблица 8 – Нормативные и расчетные значения сопротивления арматуры

| Класс арматуры | Номинальный диаметр арматуры, мм | $R_{s,n}$ и $R_{s,ser}$ Нормативные и расчетные (для II группы предельных состояний) значения сопротивления растяжению, МПа |
|---|---|---|
| А240 | 6-40 | 240 |
| А400 | 6-40 | 390 |
| А500 | 10-40 | 500 |
| А600 | 10-40 | 600 |
| А800 | 10-32 | 800 |
| А1000 | 10-32 | 1000 |
| В500 | 3-16 | 500 |
| Вр500 | 3-5 | 500 |
| Вр1200 | 8 | 1200 |
| Вр1300 | 7 | 1300 |
| Вр1400 | 4; 5; 6 | 1400 |
| Вр1500 | 3 | 1500 |
| Вр1600 | 3-5 | 1600 |
| К1400 | 15,2 | 1400 |
| К1450 | 15,2 | 1450 |
| К1500 | 6,2 – 12,4 | 1500 |
| К1550 | 6,9-18 | 1550 |
| К1650 | 6,9-15,7 | 1650 |
| К1750 | 9,0; 9,3 | 1740 |
| К1850 | 6,9 | 1840 |
| К1900 | 6,9 | 1920 |
| Примечание - В ГОСТ 6727 класс Вр500 обозначен как Вр1. | | |

Таблица 9 – Расчетные значения сопротивления арматуры

| Класс арматуры | Расчетные значения сопротивления арматуры для предельных состояний первой группы, МПа | | |
|---|---|---|---|
| | Растяжению $R_s$ | растяжению поперечной (хомутов и отогнутых стержней) $R_{sw}$ | Сжатию $R_{sc}$ |
| A240 | 210 | 170 | 210 |
| A400 | 340 | 280 | 340 |
| A500 | 435 | 300 | 435(400) |
| A600 | 520 | - | 470(400) |
| A800 | 695 | - | 500(400) |
| A1000 | 870 | - | 500(400) |
| B500 | 415 | | 415(380) |
| Bp500 | 415 | | 390(360) |
| Bp1200 | 1000 | - | 500(400) |
| Bp1300 | 1100 | - | 500(400) |
| Bp1400 | 1170 | - | 500(400) |
| Bp1500 | 1250 | - | 500(400) |
| Bp1600 | 1340 | | 500(400) |
| K1400 | 1170 | - | 500(400) |
| K1450 | 1200 | | 500(400) |
| K1500 | 1250 | - | 500(400) |
| K1550 | 1350 | | 500(400) |
| K1650 | 1435 | | 500(400) |
| K1750 | 1515 | | 500(400) |
| K1850 | 1600 | | 500(400) |
| K1900 | 1670 | | 500(400) |
| Примечание - Значения в скобках используют только при расчете на кратковременное действие нагрузки. | | | |

Таблица 10 – Значения модуля упругости арматуры

| Класс арматуры | Значения модуля упругости $E_s$, МПа (кгс/см$^2$) |
|---|---|
| Арматурные канаты | 180 000 (1 800 000) |
| Арматура классов **A** и **B** | 200 000 (2 000 000) |

Таблица 11 – Значения $\xi$, $\zeta$, $\alpha_m$

| $\xi$ | $\zeta$ | $\alpha_m$ | $\xi$ | $\zeta$ | $\alpha_m$ | $\xi$ | $\zeta$ | $\alpha_m$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 |
| 0,01 | 0,995 | 0,01 | 0,26 | 0,870 | 0,226 | 0,51 | 0,745 | 0,380 |
| 0,02 | 0,990 | 0,02 | 0,27 | 0,865 | 0,234 | 0,52 | 0,740 | 0,385 |
| 0,03 | 0,985 | 0,03 | 0,28 | 0,860 | 0,241 | 0,53 | 0,735 | 0,390 |
| 0,04 | 0,980 | 0,039 | 0,29 | 0,855 | 0,248 | 0,54 | 0,730 | 0,394 |
| 0,05 | 0,975 | 0,049 | 0,30 | 0,850 | 0,255 | 0,55 | 0,725 | 0,399 |
| 0,06 | 0,970 | 0,058 | 0,31 | 0,845 | 0,262 | 0,56 | 0,720 | 0,403 |

| $\xi$ | $\zeta$ | $\alpha_m$ | $\xi$ | $\zeta$ | $\alpha_m$ | $\xi$ | $\zeta$ | $\alpha_m$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 |
| 0,07 | 0,965 | 0,068 | 0,32 | 0,840 | 0,269 | 0,57 | 0,715 | 0,407 |
| 0,08 | 0,960 | 0,077 | 0,33 | 0,835 | 0,276 | 0,58 | 0,710 | 0,412 |
| 0,09 | 0,955 | 0,086 | 0,34 | 0,830 | 0,282 | 0,59 | 0,705 | 0,416 |
| 0,10 | 0,950 | 0,095 | 0,35 | 0,825 | 0,289 | 0,60 | 0,700 | 0,420 |
| 0,11 | 0,945 | 0,104 | 0,36 | 0,820 | 0,295 | 0,62 | 0,690 | 0,428 |
| 0,12 | 0,940 | 0,113 | 0,37 | 0,815 | 0,302 | 0,64 | 0,680 | 0,435 |
| 0,13 | 0,935 | 0,122 | 0,38 | 0,810 | 0,308 | 0,66 | 0,670 | 0,442 |
| 0,14 | 0,930 | 0,130 | 0,39 | 0,805 | 0,314 | 0,68 | 0,660 | 0,449 |
| 0,15 | 0,925 | 0,139 | 0,40 | 0,800 | 0,320 | 0,70 | 0,650 | 0,455 |
| 0,16 | 0,920 | 0,147 | 0,41 | 0,795 | 0,326 | 0,72 | 0,640 | 0,461 |
| 0,17 | 0,915 | 0,156 | 0,42 | 0,790 | 0,332 | 0,74 | 0,630 | 0,466 |
| 0,18 | 0,910 | 0,164 | 0,43 | 0,785 | 0,338 | 0,76 | 0,620 | 0,471 |
| 0,19 | 0,905 | 0,172 | 0,44 | 0,780 | 0,343 | 0,78 | 0,610 | 0,476 |
| 0,20 | 0,900 | 0,180 | 0,45 | 0,775 | 0,349 | 0,80 | 0,600 | 0,480 |
| 0,21 | 0,895 | 0,188 | 0,46 | 0,770 | 0,354 | 0,85 | 0,575 | 0,489 |
| 0,22 | 0,890 | 0,196 | 0,47 | 0,765 | 0,360 | 0,90 | 0,550 | 0,495 |
| 0,23 | 0,885 | 0,204 | 0,48 | 0,760 | 0,365 | 0,95 | 0,525 | 0,499 |
| 0,24 | 0,880 | 0,211 | 0,49 | 0,755 | 0,370 | 1,00 | 0,500 | 0,500 |
| 0,25 | 0,875 | 0,219 | 0,50 | 0,750 | 0,375 | | | |

Таблица 11 – Значение $\xi_R$, $\alpha_R$

| Класс арматуры | A240 | A300 | A400 | A500 | B500 |
|---|---|---|---|---|---|
| Значение $\xi_R$ | 0,612 | 0,572 | 0,531 | 0,493 | 0,502 |
| Значение $\alpha_R$ | 0,425 | 0,411 | 0,390 | 0,372 | 0,376 |

Таблица 12 – Расчетные площади поперечных сечений и масса арматуры

| Диаметр стержня, мм | Расчетная площадь поперечного стержня, см$^2$, при числе стержней | | | | | | | | | | Масса 1м длины, кг |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | **1** | **2** | **3** | **4** | **5** | **6** | **7** | **8** | **9** | **10** | |
| *1* | *2* | *3* | *4* | *5* | *6* | *7* | *8* | *9* | *10* | *11* | *12* |
| 3 | 0,071 | 0,141 | 0,21 | 0,283 | 0,353 | 0,424 | 0,495 | 0,565 | 0,636 | 0,710 | 0,052 |
| 4 | 0,126 | 0,251 | 038 | 0,502 | 0,628 | 0,754 | 0,879 | 1,01 | 1,13 | 1,260 | 0,092 |
| 5 | 0,196 | 0,393 | 0,59 | 0,785 | 0,982 | 1,178 | 1,375 | 1,571 | 1,767 | 1,960 | 0,144 |
| 6 | 0,283 | 0,57 | 0,85 | 1,13 | 1,41 | 1,70 | 1,98 | 2,26 | 2,54 | 2,830 | 0,222 |
| 8 | 0,503 | 1,01 | 1,51 | 2,01 | 2,51 | 3,02 | 3,52 | 4,02 | 4,53 | 5,030 | 0,395 |
| 10 | 0,785 | 1,57 | 2,36 | 3,14 | 3,93 | 4,71 | 5,50 | 6,28 | 7,07 | 7,850 | 0,617 |
| 12 | 1,131 | 2,26 | 3,39 | 4,52 | 5,65 | 6,79 | 7,92 | 9,05 | 10,18 | 11,31 | 0,888 |
| 14 | 1,539 | 3,08 | 4,62 | 6,16 | 7,69 | 9,23 | 10,77 | 12,31 | 13,85 | 15,39 | 1,208 |
| 16 | 2,011 | 4,02 | 6,03 | 8,04 | 10,05 | 12,06 | 14,07 | 16,08 | 18,10 | 20,11 | 1,578 |
| 18 | 2,545 | 5,09 | 7,63 | 10,18 | 12,72 | 15,27 | 17,81 | 20,36 | 22,90 | 25,45 | 1,998 |

| Диаметр стержня, мм | Расчетная площадь поперечного стержня, $см^2$, при числе стержней | | | | | | | | | | Масса 1м длины, кг |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | **1** | **2** | **3** | **4** | **5** | **6** | **7** | **8** | **9** | **10** | |
| *1* | *2* | *3* | *4* | *5* | *6* | *7* | *8* | *9* | *10* | *11* | *12* |
| 20 | 314,2 | 6,28 | 9,42 | 12,56 | 15,71 | 18,85 | 21,99 | 25,13 | 28,28 | 31,42 | 2,466 |
| 22 | 3,801 | 7,60 | 11,40 | 15,20 | 19,00 | 22,81 | 26,61 | 30,41 | 34,21 | 38,01 | 2,984 |
| 25 | 4,909 | 9,82 | 14,73 | 19,63 | 24,54 | 29,45 | 34,36 | 39,27 | 44,18 | 49,09 | 3,84 |
| 28 | 6,158 | 12,32 | 18,47 | 24,63 | 30,79 | 36,85 | 43,10 | 49,26 | 55,42 | 61,58 | 4,83 |
| 32 | 8,043 | 16,09 | 24,13 | 32,17 | 40,21 | 48,26 | 56,30 | 64,34 | 72,38 | 80,43 | 6,31 |
| 36 | 10,179 | 20,36 | 30,54 | 40,72 | 50,89 | 61,07 | 71,25 | 81,43 | 91,61 | 101,8 | 7,99 |
| 40 | 12,566 | 25,13 | 37,70 | 50,27 | 62,83 | 75,40 | 87,96 | 100,5 | 113,1 | 125,7 | 9,865 |
| 45 | 15,904 | 31,81 | 47,71 | 63,62 | 79,52 | 95,42 | 111,3 | 127,2 | 143,1 | 159,0 | 12,49 |
| 50 | 19,635 | 3927 | 58,91 | 78,54 | 98,18 | 117,8 | 137,5 | 157,1 | 176,7 | 196,4 | 15,41 |
| 55 | 23,76 | 47,52 | 71,28 | 95,04 | 118,8 | 142,6 | 166,3 | 190,1 | 213,8 | 237,6 | 18,65 |
| 60 | 28,27 | 56,54 | 84,81 | 113,1 | 141,4 | 169,6 | 197,9 | 226,2 | 254,4 | 282,7 | 22,19 |
| 70 | 38,48 | 76,96 | 115,4 | 153,9 | 192,4 | 230,9 | 269,4 | 307,8 | 346,3 | 384,8 | 30,46 |

Таблица 13 – Сортамент арматуры

| Диаметр, мм | Стержневая арматура классов | | | | | | | Проволочная арматура классов | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | A300 | A400 | A500 | A540 | A600 | A800 | A1000 | B500 | $B_p1200$ | $B_p1300$ | $B_p1400$ | $B_p1500$ |
| *1* | *2* | *3* | *4* | *5* | *6* | *7* | *8* | *9* | *10* | *11* | *12* | *13* |
| 3 | - | - | - | - | - | - | - | + | - | - | - | + |
| 4 | - | - | - | - | - | - | - | + | - | - | + | - |
| 5 | - | - | - | - | - | - | - | + | - | - | + | - |
| 6 | - | + | + | - | - | - | - | + | - | - | + | - |
| 7 | - | - | - | - | - | - | - | + | - | + | - | - |
| 8 | - | + | + | - | - | - | - | + | + | - | - | - |
| 9 | - | - | - | - | - | - | - | + | - | - | - | - |
| 10 | + | + | + | - | + | + | + | + | - | - | - | - |
| 12 | + | + | + | - | + | + | + | + | - | - | - | - |
| 14 | + | + | + | - | + | + | + | - | - | - | - | - |
| 16 | + | + | + | - | + | + | + | - | - | - | - | - |
| 18 | + | + | + | - | + | + | + | - | - | - | - | - |
| 20 | + | + | + | + | + | + | + | - | - | - | - | - |
| 22 | + | + | + | + | + | + | + | - | - | - | - | - |
| 25 | + | + | + | + | + | + | + | - | - | - | - | - |
| 28 | + | + | + | + | + | + | + | - | - | - | - | - |
| 32 | + | + | + | + | + | + | + | - | - | - | - | - |
| 36 | + | + | + | + | + | - | - | - | - | - | - | - |

| Диаметр, мм | Стержневая арматура классов | | | | | | | Проволочная арматура классов | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | A300 | A400 | A500 | A540 | A600 | A800 | A1000 | B500 | $B_p1200$ | $B_p1300$ | $B_p1400$ | $B_p1500$ |
| *1* | *2* | *3* | *4* | *5* | *6* | *7* | *8* | *9* | *10* | *11* | *12* | *13* |
| 40 | + | + | + | + | + | - | - | - | - | - | - | - |
| 45 | + | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - |
| 50 | + | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - |
| 55 | + | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - |

Таблица 14 – Расчетные площади арматурных канатов

| Класс каната | Диаметр, мм | Масса 1 м, кг | Расчетная площадь поперечного сечения арматурных канатов, $см^2$, при их числе | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 |
| К-7 | 6 | 0,173 | 0,227 | 0,454 | 0,681 | 0,908 | 1,135 |
| | 9 | 0,402 | 0,510 | 1,020 | 1,530 | 2,040 | 2,550 |
| | 12 | 0,714 | 0,906 | 1,812 | 2,718 | 3,624 | 4,530 |
| | 15 | 1,116 | 1,416 | 2,832 | 4,248 | 5,664 | 7,080 |
| К-19 | 14 | 1,014 | 1,287 | 2,574 | 3,861 | 5,148 | 6,435 |

| Класс каната | Диаметр, мм | Масса 1 м, кг | Расчетная площадь поперечного сечения арматурных канатов, $см^2$, при их числе | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 |
| К-7 | 6 | 0,173 | 1,362 | 1,589 | 1,816 | 2,043 | 1,730 |
| | 9 | 0,402 | 3,060 | 3,570 | 4,080 | 4,590 | 4,020 |
| | 12 | 0,714 | 5,436 | 6,342 | 7,248 | 8,154 | 7,140 |
| | 15 | 1,116 | 8,496 | 9,912 | 11,33 | 12,744 | 11,16 |
| К-19 | 14 | 1,014 | 7,722 | 9,009 | 10,296 | 11,583 | 10,14 |

Таблица 15 – Соотношения между диаметрами свариваемых стержней и минимальное расстояние между стержнями в сварных сетках и каркасах, изготовляемых с помощью контактной точечной сварки

| Диаметр стержня одного направления, мм | 3 | 6 | 8 | 10 | 12 | 14 | 16 | 18 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Наименьший допустимый диаметр стержня другого направления, мм | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 4 | 4 | 5 |
| Наименьшее допустимое расстояние между осями стержней одного направления, мм | 50 | 50 | 75 | 75 | 75 | 75 | 75 | 100 |
| Наименьшее допустимое расстояние между осями продольных стержней при двухрядном их расположении, мм | - | 30 | 30 | 30 | 40 | 40 | 40 | 40 |

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Диаметр стержня одного направления, мм | 20 | 22 | 25 | 28 | 32 | 36 | 40 |
| Наименьший допустимый диаметр стержня другого направления, мм | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 4 | 4 |
| Наименьшее допустимое расстояние между осями стержней одного направления, мм | 50 | 50 | 75 | 75 | 75 | 75 | 75 |
| Наименьшее допустимое расстояние между осями продольных стержней при двухрядном их расположении, мм | - | 30 | 30 | 30 | 40 | 40 | 40 |

Таблица 16 – Расчетные теплотехнические показатели строительных материалов и изделий

| № п/п | Материал | Плотность $\rho_0$, кг/м$^3$ |
|---|---|---|
| *1* | *2* | *3* |
| 1 | Пенополистирол | 150 |
| 2 | То же | 100 |
| 3 | То же | 40 |
| 4 | Пенополиуретан | 80 |
| 5 | То же | 60 |
| 6 | То же | 40 |
| 7 | Маты минераловатные прошивные (ГОСТ 21880) | 125 |
| 8 | То же | 100 |
| 9 | То же | 75 |
| 10 | Плиты минераловатные повышенной жесткости на органофосфатном связующем | 200 |
| 11 | То же | 150 |
| 12 | Маты из стеклянного штапельного волокна «URSA» | 85 |
| 13 | То же | 25 |
| 14 | То же | 17 |
| 15 | То же | 15 |
| 16 | То же | 11 |
| 17 | Листы гипсовые обшивочные (сухая штукатурка) | 1050 |
| 18 | То же | 800 |
| 19 | Гравий керамзитовый | 600 |
| 20 | То же | 500 |
| 21 | То же | 450 |
| 22 | То же | 400 |
| 23 | То же | 350 |
| 24 | То же | 300 |
| 25 | То же | 250 |

| № п/п | Материал | Плотность $\rho_0$, кг/м$^3$ |
|---|---|---|
| *1* | *2* | *3* |
| 26 | Песок для строительных работ | 1600 |
| 27 | Керамзитобетон на керамзитовом песке | 1800 |
| 28 | То же | 1600 |
| 29 | То же | 1400 |
| 30 | То же | 1200 |
| 31 | То же | 1000 |
| 32 | То же | 800 |
| 33 | То же | 600 |
| 34 | То же | 500 |
| 35 | Керамзитобетон на кварцевом песке с поризацией | 1200 |
| 36 | То же | 1000 |
| 37 | То же | 800 |
| 38 | Керамзитобетон на перлитовом песке | 1000 |
| 39 | То же | 800 |
| 40 | Кирпич глиняный обыкновенный | 1800 |
| 41 | То же | 1700 |
| 42 | То же | 1600 |
| 43 | Кирпич силикатный на цементно-песчаном растворе | 1800 |
| 44 | Кирпич керамический пустотный | 1600 |
| 45 | То же | 1400 |
| 49 | То же | 1200 |
| 46 | Кирпич силикатный одиннадцати пустотный | 1500 |
| 47 | Кирпич силикатный четырнадцати пустотный | 1400 |
| 48 | Сосна и ель поперек волокон | 500 |
| 49 | То же | 500 |
| 50 | Дуб поперек волокон | 700 |
| 51 | То же | 700 |
| 52 | Фанера клееная | 600 |
| 53 | Железобетон) | 2500 |
| 54 | Бетон на гравии или щебне из природного камня | 2400 |
| 55 | Бетон на легких заполнителях | 800 |
| 56 | Раствор цементно-песчаный | 1800 |
| 57 | Раствор сложный (песок, известь, цемент) | 1700 |
| 58 | Раствор известково-песчаный | 1600 |
| 59 | Битумы нефтяные строительные и кровельные | 1200 |
| 60 | То же | 1000 |
| 61 | Асфальтобетон | 2100 |
| 62 | Рубероид, пергамин, толь | 600 |
| 63 | Линолеум поливинилхлоридный на тканевой основе | 1800 |
| 64 | То же | 1600 |

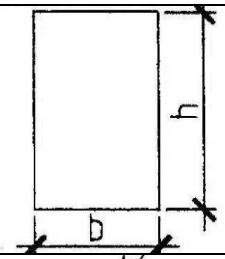
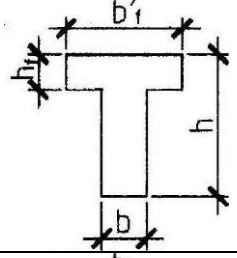
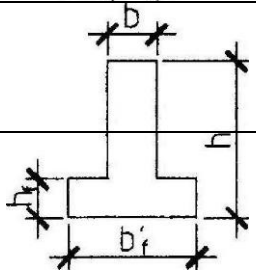
| № п/п | Материал | Плотность $\rho_0$, кг/м$^3$ |
|---|---|---|
| *1* | *2* | *3* |
| 65 | То же | 1400 |
| 66 | Керамическая плитка | 1700 |
| 67 | Сталь стержневая арматурная | 7850 |
| 68 | Стекло оконное | 2500 |

Таблица 17 – Значения граничной относительной высоты сжатой зоны $\xi_R$

| $\sigma_{sp}/R_s$ | Значения $\xi_R$ при растянутой арматуре классов | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | A540 | A600 | A800 | A1000 | Bp1200 | Bp1300 | Bp1400 | Bp1500 | K1400 | K1500 |
| 1,2 | 0,93 | 0,56 | 0,58 | 0,60 | 0,62 | 0,63 | 0,65 | 0,66 | 0,63 | 0,65 |
| 1,1 | 0,86 | 0,53 | 0,54 | 0,55 | 0,56 | 0,56 | 0,57 | 0,57 | 0,55 | 0,56 |
| 1,0 | 0,80 | 0,51 | 0,51 | 0,51 | 0,51 | 0,51 | 0,51 | 0,51 | 0,49 | 0,49 |
| 0,9 | 0,75 | 0,49 | 0,48 | 0,47 | 0,47 | 0,46 | 0,46 | 0,46 | 0,44 | 0,44 |
| 0,8 | 0,70 | 0,47 | 0,45 | 0,44 | 0,43 | 0,43 | 0,42 | 0,41 | 0,40 | 0,39 |
| 0,7 | 0,66 | 0,45 | 0,43 | 0,42 | 0,40 | 0,39 | 0,39 | 0,38 | 0,36 | 0,36 |
| 0,6 | 0,62 | 0,43 | 0,41 | 0,39 | 0,37 | 0,37 | 0,36 | 0,3 | 0,34 | 0,33 |
| 0,5 | 0,59 | 0,41 | 0,39 | 0,37 | 0,35 | 0,34 | 0,33 | 0,32 | 0,31 | 0,30 |

Примечания:
1. Для арматуры класса A540 значение $\xi_R$ вычислено при $R_s$ = 490 МПа.
2. Предварительное напряжение $\sigma_{sp}$ принимается с учетом всех потерь и коэффициенте $\gamma_{sp}$=0,9.
3. При подборе напрягаемой арматуры, когда неизвестно значение $\sigma_{sp}$, рекомендуется принимать – $\sigma_{sp}/R_s$ = 0,6.

Таблица 18 – Значения коэффициента $\gamma$

| Сечения | Коэффициент $\gamma$ | Форма поперечного сечения |
|---|---|---|
| 1. Прямоугольное | 1,30 |   |
| 2. Тавровое с полкой, расположенной в сжатой зоне | 1,30 |   |
| 3. Тавровое с полкой (уширением), расположенной в | |   |

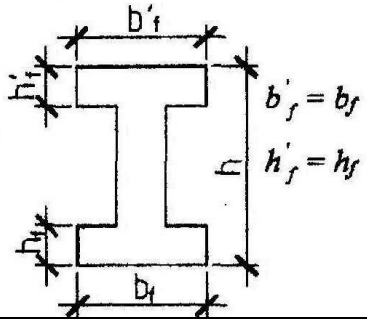
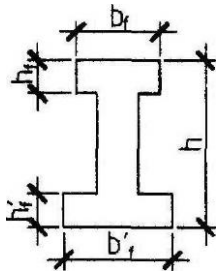
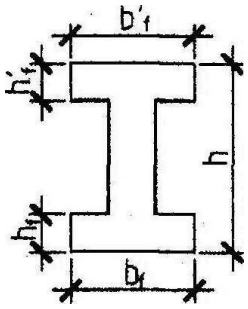
| Сечения | Коэффициент $\gamma$ | Форма поперечного сечения |
|---|---|---|
| растянутой зоне:<br>а)при $b'_f/b \le 2$<br>б)при $b'_f/b > 2$ | <br>1,20<br>1,15 | |
| 4. Двутавровое симметричное (коробчатое):<br>а) при $b'_f/b = b_f/b \le 2$<br>б) при $2 < b'_f/b = b_f/b \le 6$<br>в) при $b'_f/b = b_f/b > 6$ | <br>1,30<br>1,25<br>1,20 |  |
| 5. Двутавровое несимметричное удовлетворяющее условию $b'_f/b \le 3$:<br>а)при $b_f/b \le 2$<br>б)при $2 < b_f/b \le 6$<br>в) при $b_f/b > 6$ | <br>1,20<br>1,15<br>1,10 |  |
| 6. Двутавровое несимметричное удовлетворяющее условию $b'_f/b \le 3$:<br>а) при $b_f/b \le 4$ независимо от отношения $h_f/h$<br>б) при $b_f/b > 4$ и $h_f/h \ge 0,2$<br>в) при $b_f/b > 4$ и $h_f/h < 0,2$ | <br>1,25<br>1,20<br>1,25 |  |

Таблица 19 – Значения коэффициента $\varphi_c$

| $\varphi_f$ | $e_s/h_o$ | Коэффициент $\varphi_c$ при значениях $\mu a_{s2}$ равных | | | | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 0,03 | 0,05 | 0,07 | 0,10 | 0,15 | 0,20 | 0,25 | 0,30 | 0,40 | 0,50 | 0,60 | 0,70 | 0,90 | 1,10 | 1,50 | 2,00 |
| 0,0 | 0,7 | 0,29 | 0,29 | 0,30 | 0,30 | 0,30 | 0,31 | 0,31 | 0,31 | 0,32 | 0,32 | 0,32 | 0,32 | 0,32 | 0,33 | 0,33 | 0,33 |
| | 0,8 | 0,18 | 0,20 | 0,21 | 0,22 | 0,24 | 0,25 | 0,26 | 0,27 | 0,28 | 0,28 | 0,29 | 0,29 | 0,30 | 0,31 | 031 | 0,32 |
| | 0,9 | 0,12 | 0,14 | 0,16 | 0,18 | 0,20 | 0,21 | 0,23 | 0,24 | 0,25 | 0,26 | 0,27 | 0,27 | 0,28 | 0,29 | 0,30 | 0,31 |
| | 1,0 | 0,09 | 0,11 | 0,13 | 0,15 | 0,18 | 0,19 | 0,20 | 0,21 | 0,23 | 0,24 | 0,25 | 0,26 | 0,27 | 0,28 | 0,29 | 0,30 |
| | 1,1 | 0,07 | 0,09 | 0,11 | 0,13 | 0,16 | 0,17 | 0,19 | 0,20 | 0,22 | 0,23 | 0,24 | 0,25 | 0,26 | 0,28 | 0,28 | 0,29 |
| | 1,2 | 0,06 | 0,08 | 0,10 | 0,12 | 0,14 | 0,16 | 0,18 | 0,19 | 0,,21 | 0,22 | 0,23 | 0,24 | 0,26 | 0,27 | 0,28 | 0,29 |
| | 1,3 | 0,05 | 0,07 | 0,09 | 0,11 | 0,13 | 0,15 | 0,17 | 0,18 | 0,20 | 0,21 | 0,23 | 0,23 | 0,25 | 0,26 | 0,27 | 0,29 |
| 0,2 | 0,8 | 0,31 | 0,33 | 0,34 | 0,35 | 0,37 | 0,38 | 0,39 | 0,40 | 0,41 | 0,42 | 0,43 | 0,43 | 0,44 | 0,45 | 0,45 | 0,46 |
| | 0,9 | 0,18 | 0,21 | 0,23 | 0,26 | 0,29 | 0,31 | 0,33 | 0,34 | 0,36 | 0,38 | 0,39 | 0,40 | 0,41 | 0,42 | 0,43 | 0,444 |
| | 1,0 | 0,12 | 0,15 | 0,18 | 0,21 | 0,24 | 0,27 | 0,29 | 0,30 | 0,33 | 0,34 | 0,36 | 0,37 | 0,39 | 0,40 | 0,42 | 0,43 |

| $\varphi_f$ | $e_s/h_o$ | Коэффициент $\varphi_c$ при значениях $\mu a_{s2}$ равных | | | | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 0,03 | 0,05 | 0,07 | 0,10 | 0,15 | 0,20 | 0,25 | 0,30 | 0,40 | 0,50 | 0,60 | 0,70 | 0,90 | 1,10 | 1,50 | 2,00 |
| | 1,1 | 0,09 | 0,12 | 0,15 | 0,17 | 0,21 | 0,24 | 0,26 | 0,28 | 0,30 | 0,32 | 0,34 | 0,35 | 0,37 | 039 | 0,40 | 0,43 |
| | 1,2 | 0,07 | 0,10 | 0,13 | 0,15 | 0,19 | 0,22 | 0,24 | 0,26 | 0,28 | 0,30 | 0,32 | 0,33 | 0,36 | 038 | 039 | 0,41 |
| | 1,3 | 0,07 | 0,09 | 0,11 | 0,14 | 0,17 | 0,20 | 0,22 | 0,24 | 0,27 | 0,29 | 0,31 | 0,32 | 0,35 | 037 | 0,38 | 0,40 |
| 0,4 | 0,8 | 0,46 | 0,47 | 0,48 | 0,50 | 0,51 | 0,53 | 0,54 | 0,54 | 0,56 | 0,57 | 0,57 | 0,58 | 0,59 | 0,59 | 0,60 | 0,60 |
| | 0,9 | 0,23 | 0,27 | 0,30 | 0,34 | 0,38 | 0,41 | 0,43 | 0,44 | 0,47 | 0,49 | 0,50 | 0,52 | 0,53 | 0,55 | 0,56 | 0,58 |
| | 1,0 | 0,14 | 0,18 | 0,22 | 0,25 | 0,30 | 0,33 | 0,36 | 0,38 | 0,41 | 0,44 | 0,46 | 0,47 | 0,50 | 0,52 | 0,54 | 0,55 |
| | 1,1 | 0,10 | 0,14 | 0,17 | 0,21 | 0,25 | 0,29 | 0,32 | 0,34 | 0,38 | 0,40 | 0,42 | 0,44 | 0,47 | 0,50 | 0,52 | 0,54 |
| | 1,2 | 0,10 | 0,11 | 0,14 | 0,18 | 0,22 | 0,26 | 0,29 | 0,31 | 0,35 | 0,38 | 0,40 | 0,42 | 0,45 | 0,48 | 0,50 | 0,52 |
| | ≥1,3 | 0,11 | 0,10 | 0,13 | 0,16 | 0,20 | 0,24 | 0,27 | 0,29 | 0,33 | 0,36 | 0,38 | 0,40 | 0,43 | 0,46 | 0,49 | 0,51 |
| 0,6 | 0,8 | 0,61 | 0,63 | 0,64 | 0,65 | 0,67 | 0,68 | 0,69 | 0,69 | 0,71 | 0,71 | 0,72 | 0,73 | 0,73 | 0,74 | 0,75 | 0,75 |
| | 0,9 | 0,28 | 0,33 | 0,37 | 0,41 | 0,46 | 0,50 | 0,52 | 0,54 | 0,58 | 0,60 | 0,62 | 0,63 | 0,62 | 0,68 | 0,69 | 0,71 |
| | 1,0 | 0,16 | 0,21 | 0,25 | 0,29 | 0,35 | 0,39 | 0,43 | 0,45 | 0,50 | 0,53 | 0,55 | 0,57 | 0,60 | 0,63 | 0,65 | 0,68 |
| | 1,1 | 0,13 | 0,15 | 0,19 | 0,23 | 0,29 | 0,33 | 0,37 | 0,40 | 0,44 | 0,48 | 0,51 | 0,53 | 0,56 | 0,60 | 0,62 | 0,65 |
| | 1,2 | 0,14 | 0,12 | 0,16 | 0,20 | 0,25 | 0,29 | 0,33 | 0,36 | 0,41 | 0,44 | 0,47 | 0,50 | 0,53 | 0,57 | 0,60 | 0,63 |
| | 1,3 | 0,15 | 0,13 | 0,14 | 0,17 | 0,23 | 0,27 | 0,30 | 0,33 | 0,38 | 0,42 | 0,45 | 0,47 | 0,41 | 0,45 | 0,58 | 0,62 |
| 0,8 | 0,8 | 0,79 | 0,80 | 0,80 | 0,81 | 0,83 | 0,84 | 0,85 | 0,85 | 0,86 | 0,87 | 0,87 | 0,88 | 0,88 | 0,89 | 0,90 | 0,90 |
| | 0,9 | 0,33 | 0,38 | 0,43 | 0,48 | 0,54 | 0,58 | 0,62 | 0,64 | 0,68 | 0,71 | 0,73 | 0,75 | 0,78 | 0,80 | 0,82 | 0,84 |
| | 1,0 | 0,17 | 0,23 | 0,27 | 0,33 | 0,40 | 0,45 | 0,49 | 0,52 | 0,57 | 0,61 | 0,64 | 0,66 | 0,70 | 0,74 | 0,77 | 0,80 |
| | 1,1 | 0,16 | 0,16 | 0,20 | 0,25 | 0,32 | 0,37 | 0,41 | 0,45 | 0,50 | 0,45 | 0,58 | 0,61 | 0,65 | 0,70 | 0,73 | 0,76 |
| | 1,2 | 0,17 | 0,16 | 0,17 | 0,21 | 0,27 | 0,32 | 0,36 | 0,40 | 0,46 | 0,50 | 0,54 | 0,57 | 0,61 | 0,66 | 0,70 | 0,74 |
| | 1,3 | 0,19 | 0,17 | 0,15 | 0,19 | 0,24 | 0,29 | 0,33 | 0,37 | 0,42 | 0,47 | 0,50 | 0,54 | 0,58 | 0,64 | 0,67 | 0,72 |
| 1,0 | 0,8 | 0,97 | 0,98 | 0,98 | 0,99 | 1,0 | 1,01 | 1,01 | 1,02 | 1,02 | 1,03 | 1,03 | 1,04 | 1,04 | 1,04 | 1,05 | 1,05 |
| | 0,9 | 0,37 | 0,44 | 0,49 | 0,55 | 0,62 | 0,67 | 0,71 | 0,74 | 0,78 | 0,82 | 0,84 | 0,86 | 0,89 | 0,93 | 0,95 | 0,97 |
| | 1,0 | 0,18 | 0,24 | 0,29 | 036 | 0,44 | 0,50 | 0,54 | 0,58 | 0,64 | 0,69 | 0,72 | 0,75 | 0,80 | 0,85 | 0,88 | 0,91 |
| | 1,1 | 0,19 | 0,18 | 0,22 | 0,27 | 0,34 | 0,40 | 0,46 | 0,49 | 0,56 | 0,61 | 0,65 | 0,69 | 0,73 | 0,79 | 0,83 | 0,87 |
| | 1,2 | 0,21 | 0,19 | 0,18 | 0,22 | 0,29 | 0,35 | 0,37 | 0,43 | 0,50 | 0,55 | 0,59 | 0,63 | 0,69 | 0,75 | 0,79 | 0,84 |
| | 1,3 | 0,23 | 0,21 | 0,19 | 0,20 | 0,26 | 0,31 | 0,36 | 0,39 | 0,46 | 0,51 | 0,56 | 0,59 | 0,65 | 0,71 | 0,76 | 0,81 |

$$\varphi_f = \frac{\left(b_f^{'} - b\right)h_f^{'} - \left(A_{sp}^{'} + A_s^{'}\right)a_{s1}}{bh_o};\ \mu a_{s2} = \frac{A_{sp} + A_s}{bh_o};\ \frac{e_s}{h_o} = \frac{M_s}{Ph_o}.$$

Таблица 20 – Значения коэффициента $\zeta$

| $\varphi_f$ | $e_s/h_o$ | Коэффициенты $\zeta = z / h_o$ при значениях $\mu a_{s1}$ равных | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | **0,02** | **0,03** | **0,05** | **0,07** | **0,10** | **0,15** | **0,20** | **0,25** | **0,30** | **0,40** | **0,50** |
| *1* | *2* | *3* | *4* | *5* | *6* | *7* | *8* | *9* | *10* | *11* | *12* | *13* |
| 0,0 | 0,7 | 0,70 | 0,69 | 0,69 | 0,69 | 0,68 | 0,68 | 0,68 | 0,67 | 0,67 | 0,67 | 0,67 |
| | 0,8 | 0,77 | 0,76 | 0,74 | 0,73 | 0,72 | 0,70 | 0,69 | 0,68 | 0,68 | 0,67 | 0,66 |
| | 0,9 | 0,82 | 0,80 | 0,77 | 0,76 | 0,74 | 0,71 | 0,70 | 0,68 | 0,67 | 0,66 | 0,64 |
| | 1,0 | 0,84 | 0,82 | 0,78 | 0,77 | 0,74 | 0,71 | 0,69 | 0,67 | 0,66 | 0,64 | 0,62 |
| | 1,1 | 0,85 | 0,83 | 0,79 | 0,77 | 0,74 | 0,71 | 0,68 | 0,66 | 0,65 | 0,62 | 0,60 |
| | ≥1,2 | 0,85 | 0,83 | 0,79 | 0,77 | 0,74 | 0,70 | 0,67 | 0,65 | 0,63 | 0,60 | 0,58 |
| 0,2 | 0,7 | 0,70 | 0,70 | 0,70 | 0,70 | 0,70 | 0,70 | 0,70 | 0,70 | 0,70 | 0,70 | 0,70 |
| | 0,8 | 0,79 | 0,79 | 0,78 | 0,77 | 0,77 | 0,76 | 0,75 | 0,75 | 0,74 | 0,74 | 0,73 |
| | 0,9 | 0,85 | 0,84 | 0,82 | 0,81 | 0,80 | 0,78 | 0,77 | 0,76 | 0,75 | 0,74 | 0,73 |

| $\varphi_f$ | $e_s/h_o$ | Коэффициенты $\zeta = z / h_o$ при значениях $\mu a_{s1}$ равных | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | **0,02** | **0,03** | **0,05** | **0,07** | **0,10** | **0,15** | **0,20** | **0,25** | **0,30** | **0,40** | **0,50** |
| *1* | *2* | *3* | *4* | *5* | *6* | *7* | *8* | *9* | *10* | *11* | *12* | *13* |
| | 1,0 | 0,87 | 0,86 | 0,84 | 0,83 | 0,81 | 0,79 | 0,77 | 0,76 | 0,75 | 0,74 | 0,72 |
| | ≥1,2 | 0,88 | 0,87 | 0,85 | 0,83 | 0,81 | 0,79 | 0,77 | 0,75 | 0,74 | 0,72 | 0,70 |
| 0,4 | 0,7 | 0,70 | 0,70 | 0,70 | 0,70 | 0,70 | 0,70 | 0,70 | 0,70 | 0,70 | 0,70 | 0,70 |
| | 0,8 | 0,80 | 0,79 | 0,79 | 0,79 | 0,79 | 0,78 | 0,78 | 0,78 | 0,77 | 0,77 | 0,77 |
| | 0,9 | 0,87 | 0,86 | 0,84 | 0,83 | 0,82 | 0,81 | 0,80 | 0,80 | 0,79 | 0,78 | 0,77 |
| | 1,0 | 0,89 | 0,88 | 0,86 | 0,85 | 0,84 | 0,82 | 0,81 | 0,80 | 0,79 | 0,78 | 0,77 |
| | ≥1,2 | 0,88 | 0,87 | 0,86 | 0,85 | 0,84 | 0,82 | 0,81 | 0,80 | 0,79 | 0,77 | 0,76 |
| 0,6 | 0,8 | 0,80 | 0,80 | 0,80 | 0,80 | 0,80 | 0,79 | 0,79 | 0,79 | 0,79 | 0,79 | 0,79 |
| | 0,9 | 0,87 | 0,87 | 0,86 | 0,85 | 0,84 | 0,83 | 0,82 | 0,82 | 0,81 | 0,80 | 0,80 |
| | 1,0 | 0,89 | 0,88 | 0,87 | 0,87 | 0,86 | 0,84 | 0,83 | 0,83 | 0,82 | 0,81 | 0,80 |
| | ≥1,2 | 0,90 | 0,88 | 0,87 | 0,86 | 0,85 | 0,84 | 0,83 | 0,82 | 0,81 | 0,80 | 0,79 |
| ≥0,8 | 0,8 | 0,80 | 0,80 | 0,80 | 0,80 | 0,80 | 0,80 | 0,80 | 0,80 | 0,80 | 0,80 | 0,80 |
| | 0,9 | 0,88 | 0,87 | 0,86 | 0,86 | 0,85 | 0,84 | 0,84 | 0,83 | 0,83 | 0,82 | 0,82 |
| | 1,0 | 0,89 | 0,89 | 0,88 | 0,87 | 0,87 | 0,86 | 0,85 | 0,84 | 0,83 | 0,83 | 0,82 |
| | ≥1,2 | 0,90 | 0,88 | 0,87 | 0,87 | 0,86 | 0,85 | 0,84 | 0,84 | 0,83 | 0,82 | 0,81 |

$$\varphi_f = \frac{\left(b_f^{'} - b\right)h_f^{'} + a_{s1}A_{sp}^{'} + a_{s1}A_s^{'}}{bh_o}; e_s = \frac{M_s}{P}; \mu a_{s1} = \frac{a_{s1}A_{sp} + a_{s1}A_s^{'}}{bh_o}.$$

Таблица 21 – Относительная длина анкеровки арматуры

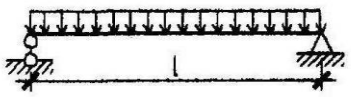
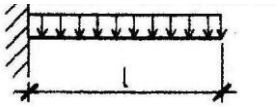
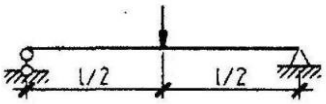
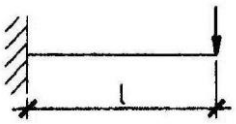
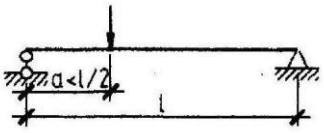
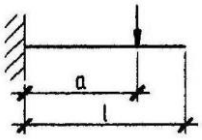
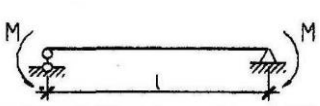
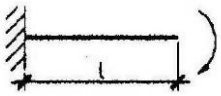
| Класс арматуры | Коэффициент $\alpha$ | $\lambda_{an} = l_{an}/d_s$ при бетоне классов | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | B10 | B15 | B20 | B25 | B30 | B35 | B40 | B45 | B50 | B55 | B60 |
| A240 | 0,7 | 45 | 33 | 28 | 24 | 22 | 19 | 18 | 17 | 16 | 15 | 15 |
| | 0,75 | 48 | 36 | 36 | 26 | 23 | 21 | 19 | 18 | 17 | 16 | 15 |
| | 1,0 | 64 | 48 | 40 | 34 | 31 | 28 | 26 | 24 | 22 | 21 | 20 |
| | 0,75 | 36 | 27 | 23 | 19 | 18 | 16 | 15 | 15 | 15 | 15 | 15 |
| | 1,0 | 48 | 36 | 30 | 26 | 23 | 21 | 19 | 18 | 17 | 16 | 15 |
| A400 | 0,7 | 44 | 33 | 28 | 24 | 22 | 19 | 18 | 17 | 16 | 15 | 15 |
| | 0,75 | 48 | 36 | 30 | 25 | 23 | 20 | 19 | 18 | 17 | 16 | 15 |
| | 1,0 | 63 | 47 | 39 | 34 | 31 | 27 | 25 | 24 | 22 | 21 | 20 |
| A500 | 0,7 | 54 | 41 | 34 | 29 | 26 | 23 | 22 | 20 | 19 | 18 | 17 |
| | 0,75 | 58 | 44 | 36 | 31 | 28 | 25 | 23 | 22 | 20 | 19 | 18 |
| | 1,0 | 78 | 58 | 48 | 41 | 38 | 33 | 31 | 29 | 27 | 26 | 24 |
| B500 | 0,7 | 65 | 48 | 40 | 35 | 32 | 28 | 26 | 24 | 23 | 21 | 20 |
| | 0,75 | 69 | 52 | 43 | 37 | 34 | 30 | 28 | 26 | 24 | 23 | 22 |
| | 1,0 | 93 | 69 | 58 | 49 | 45 | 40 | 37 | 35 | 32 | 31 | 29 |

Примечание. При расчете с учетом только постоянных и длительных нагрузок значения $\lambda_{an}$ следует делить на $\gamma_{bl}$ - 0,9.

Таблица 23 – Значения коэффициента $\varphi_w$

| $d_w$ | 6 | 8 | 10 | 12 | 14 |
|---|---|---|---|---|---|
| $\varphi_w$ | 200 | 150 | 120 | 100 | 80 |

Таблица 24 – Значения коэффициента $S$

| Схема загружения свободно опертой балки | Коэффициент $S$ | Схема загружения консольной балки | Коэффициент $S$ |
|---|---|---|---|
|  | $\frac{5}{48}$ |  | $\frac{1}{4}$ |
|  | $\frac{1}{12}$ |  | $\frac{1}{3}$ |
|  | $\frac{1}{8}-\frac{a^2}{8l^2}$ |  | $\frac{a}{6l}\left(3-\frac{a}{l}\right)$ |
|  | $\frac{1}{8}$ |  | $\frac{1}{2}$ |

Примечание. При загружении элемента сразу по нескольким схемам $S=\sum S_i M_i / \sum M_i$, где $S_i$ и $M_i$ - соответственно коэффициент $S$ и момент $M$ в середине пролета балки или в заделке консоли для каждой схемы загружения. В этом случае кривизна $\left(\frac{1}{r}\right)_{\max}$ определяется при значении $M$ равном $\sum M_i$

Таблица 25 – Значения параметра $S_{crc}$

| $m$ | $S_{crc}$ | $m$ | $S_{crc}$ | $m$ | $S_{crc}$ |
|---|---|---|---|---|---|
| 1,00 | 0,1042 | 0,92 | 0,0449 | 0,70 | 0,0128 |
| 0,99 | 0,0805 | 0,90 | 0,0396 | 0,60 | 0,0071 |
| 0,98 | 0,0715 | 0,85 | 0,0295 | 0,50 | 0,0037 |
| 0,96 | 0,0597 | 0,80 | 0,0223 | 0,40 | 0,0017 |
| 0,94 | 0,0514 | 0,75 | 0,0169 | 0,30 | 0,0007 |
| 0,92 | 0,0449 | 0,70 | 0,0128 | ≤0,20 | 0,000 |

$$S_{crc}=\frac{1}{6}-\frac{(2+m)\sqrt{1-m}}{12}-\frac{m^2}{16};m=\frac{M_{crc}}{M_{\max}}$$

Таблица 26 – Сортамент арматуры

| Номинальный диаметр стержня, мм | Теоретическая масса 1м длины арматуры, кг | Диаметр арматуры классов | | | Максимальный размер сечения стержня периодич. профиля |
|---|---|---|---|---|---|
| | | А240 А400 А500 | А300 | В500 | |
| 3 | 0,052 | - | - | + | - |
| 4 | 0,092 | - | - | + | - |
| 5 | 0,144 | - | - | + | - |
| 6 | 0,222 | + | - | + | 6,75 |
| 8 | 0,395 | + | - | + | 9,0 |
| 10 | 0,617 | + | + | + | 113 |
| 12 | 0,888 | + | + | + | 13,5 |
| 14 | 1,208 | + | + | - | 15,5 |
| 16 | 1,578 | + | + | - | 18 |
| 18 | 1,998 | + | + | - | 20 |
| 20 | 2,466 | + | + | - | 22 |
| 22 | 2,984 | + | + | - | 24 |
| 25 | 3,84 | + | + | - | 27 |
| 28 | 4,83 | + | + | - | 30,5 |
| 32 | 631 | + | + | - | 34,5 |
| 36 | 7,99 | + | + | - | 39,5 |
| 40 | 9,865 | + | + | - | 43,5 |
| 45 | 12,49 | - | + | - | 49 |
| 50 | 15,41 | - | + | - | 54 |
| 55 | 18,65 | - | + | - | 59 |
| 60 | 22,19 | - | + | - | 64 |
| 70 | 30,46 | - | + | - | 74,0 |

Таблица 27 – Минимальный процент армирования

| Условия работы арматуры | $\mu_{s.min}$,% |
|---|---|
| 1.Арматура *S* в изгибаемых и во внецентренно растянутых элементах при расположении продольной силы за пределами рабочей высоты сечения | 0,10 |
| 2.Арматура *S* и *S'* во внецентренно растянутых элементах при расположении продольной силы между арматурой *S* и *S'* | 0,10 |
| 3.Арматура во внецентренно сжатых элементах при: | |
| а) $l_o/i < 17$ (для прямоугольных сечений - при $l_o/h \le 5$) | 0,10 |
| б)$17 < l_o/i \le 35$ ($5 < l_o/h \le 10$) | 0,15 |
| в) $35 < l_o/i < 83$ ($10 < l_o/h < 25$) | 0,20 |
| г) $l_o/i \ge 83$ ($l_o/h > 25$) | 0,25 |
| Примечание: Для внецентренно сжатых элементов при $17 < l_o/i < 83$ значение $\mu_{s.min}$,% можно также определять линейной интерполяцией между значениями 0,10 и 0,25 | |

Таблица 28 – Зависимость диаметра и размера шайбы до и после опрессовки от диаметра арматуры

| Диаметр арматуры $d$, мм | Диаметр шайбы до опрессовки, мм | | Высота шайбы $H$ до опрессовки, мм, для арматуры класса | | | Больший размер шайбы после опрессовки $D$, мм |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | внутренний $d_0$ | наружный $D_0$ | А-600 | А-800 | А-1000 | |
| 10 | 13 | 30 | 8 | 10 | 11 | 35 |
| 12 | 15 | 32 | 8 | 11 | 14 | 37 |
| 14 | 17 | 32 | 10 | 13 | 17 | 37 |
| 16 | 20 | 36 | 11 | 15 | 19 | 42 |
| 18 | 22 | 36 | 13 | 17 | 21 | 42 |
| 20 | 24 | 40 | 14 | 19 | 23 | 47 |
| 22 | 26 | 42 | 16 | 21 | 25 | 49 |

Таблица 29 – Зависимость диаметра петли от массы поднимаемого изделия

| Диаметр стержня петли, мм | Масса изделия $m$, кг, приходящаяся при подъеме на одну петлю из стали классов | | Диаметр стержня петли, мм | Масса изделия $m$, кг, приходящаяся при подъеме на одну петлю из стали классов | |
|---|---|---|---|---|---|
| | А240 | А300 | | А240 | А300 |
| 6 | 150 | | 18 | 2500 | 3100 |
| 8 | 300 | | 20 | 3100 | 3900 |
| 10 | 700 | 900 | 22 | 3800 | 4700 |
| 12 | 1100 | 1500 | 25 | 4900 | 6100 |
| 14 | 1500 | 1900 | 28 | 6100 | 7600 |
| 16 | 2000 | 2500 | 32 | 8000 | 9900 |

Примечания: 1. Значения $m$ соответствуют углу между стропами и горизонтом, равному 45° и более; меньший угол наклона не допускается. Если гарантируется строповка изделия с помощью вертикальных стропов, допускается при подборе диаметра петли уменьшать массу изделия, приходящуюся на петлю, в 1,4 раза.

2. При диаметре стержня петли от 8 до 22 мм включительно допускается увеличивать при специальном обосновании приведенные значения $m$ на 25 %.

Таблица 30 – Длина $l_s$ и глубина запуска $h_b$ концов ветвей петли в бетон изделия

| Нормативная кубиковая прочность бетона в момент первого подъема изделия, МПа | Длина запуска в бетон $l_s$ | Глубина запуска в бетон $h_b$ |
|---|---|---|
| От 3 до 7 | 45$d$ (50$d$) | 35$d$ (40$d$) |
| Св. 5 до 10 | 35$d$ (40$d$) | 25$d$ (30$d$) |
| „ 10 „ 20 | 30$d$ (35$d$) | 20$d$ (25$d$) |
| „ 20 „ 30 | 25$d$ (30$d$) | 15$d$ (20$d$) |
| Св.30 | 20$d$ (25$d$) | 15$d$ (20$d$) |
| Примечание. Значения, приведенные в скобках, относятся к случаям подъема в вертикальном положении однослойных тонкостенных элементов (типа стеновых панелей из тяжелого бетона) толщиной не более 220 мм. | | |

Таблица 31 – Виды фиксаторов арматуры

| Условия эксплуатации элемента | Вид лицевой грани элемента | Вид фиксаторов | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | Растворные, бетонные, асбестоцементные | | Пластмассовые (полиэтиленовые) | | Стальные | |
| | | РМ | РБ | ПМ | ПБ | СЗ | СН |
| На открытом воздухе | Чистая бетонная под окраску; облицованная в процессе бетонирования керамической плиткой и др. | + | - | + | - | + | - |
| | Обрабатываемая механическим способом | + | - | - | - | - | - |
| В помещениях с нормальным влажностным режимом | Чистая бетонная | + | - | + | - | + | - |
| | Бетонная под окраску водными составами | + | × | + | × | + | × |
| | Бетонная под окраску масляными, эмалевыми и синтетическими красками; бетонная под облицовку | + | + | + | + | + | + |
| | Бетонная под оклейку обоями | + | + | + | + | + | - |
| Примечания: 1.Условные обозначения: Р - растворные, бетонные, асбестоцементные фиксаторы; П - пластмассовые, полиэтиленовые фиксаторы; С - стальные фиксаторы; М - малая поверхность контакта фиксатора с формой (опалубкой); Б - большая поверхность контакта фиксатора с формой (опалубкой); З - фиксаторы, защищенные от коррозии; Н -фиксаторы, незащищенные от коррозии.<br>2.Знак „+" допускается; знак „-" - не допускается; знак „×" - допускается, но не рекомендуется. | | | | | | | |

БАЙРАМУКОВ Салис Хамидович
ДОЛАЕВА Зурьят Нюзюровна

# СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ, ЗДАНИЯ И СООРУЖЕНИЯ

УЧЕБНОЕ ПОСОБИЕ
для аспирантов, обучающихся по направлению подготовки
2.1.1 Строительные конструкции, здания и сооружения

Корректор Чагова О. Х.
Редактор Чагова О. Х.

Сдано в набор 07.05.2026 г.
Формат 60х84/16
Бумага офсетная.
Усл. печ л. 9,99.
Заказ № 5320
Тираж 100 экз.

Оригинал-макет подготовлен в
Библиотечно-издательском центре СКГА
369000, г. Черкесск, ул. Ставропольская, 36