**СТРОИТЕЛЬНЫЕ НОРМЫ И ПРАВИЛА**

**БЕТОННЫЕ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ**

**КОНСТРУКЦИИ**

**СНиП 2.03.01-84****\***

ГОССТРОЙ СССР

РАЗРАБОТАНЫ НИИЖБ Госстроя СССР (д-р техн. наук, проф. *А. А. Гвоздев* — руководитель темы; доктора техн. наук *А.* *С.* *Залесов,* *Ю.* *П.* *Гуща;* д-р техн. наук, проф. *В. А. Клевцов*; кандидаты техн. наук *Е.* *А.*  *Чистяков,* *Р.* *Л.* *Серых,* *Н.* *М.* *Мулин* и *Л. К. Руллэ*) и ЦНИИпромзданий Госстроя СССР (*И.* *К. Никит**ин ⎯* руководитель темы; *Б.* *Ф.* *Васильев*).

ВНЕСЕНЫ НИИЖБ Госстроя СССР.

ПОДГОТОВЛЕНЫ К УТВЕРЖДЕНИЮ Управлением стандартизации и технических норм в строительстве Госстроя СССР *(В. М.* *Скубко)*.

СНиП 2.03.01-84\* является переизданием СНиП 2.03.01-84 с изменениями, утвержденными постановлениями Госстроя СССР от 8 июля 1988 г. № 132 и от 25 августа 1988 г. № 169.

Разделы, пункты, таблицы, формулы, приложения и подписи к рисункам, в которые внесены изменения, отмечены в настоящих строительных нормах и правилах звездочкой.

*При* *пользовании* *нормативным* *документом* *следует* *учитывать* *утвержденные* *изменения* *строительных норм и* *правил и госу**дарственных* *стандартов,* *публикуемые в ж**ур**н**але Бюлл**етень* *строительной техники,* *Сборнике* *изменений к* *строительным нормам и* *правилам* *Госстроя ССС**Р и* *информационном* *указателе* *Государственные* *стандарты СССР* *Госстандарта СССР.*

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
| Госстрой СССР | Строительные нормы и правила | СНиП 2.03.01-84\* |
|  | Бетонные и железобетонные  конструкции | Взамен  СНиП II-21-75 и СН 511-78 |

Настоящие нормы распространяются на проектирование бетонных и железобетонных конструкций зданий и сооружений различного назначения, работающих при систематическом воздействии температур не выше 50 С и не ниже минус 70 С.

Нормы устанавливают требования к проектиро­ванию бетонных и железобетонных конструкций, изготовляемых из тяжелого, мелкозернистого, легкого, ячеистого и поризованного бетонов, а также из напрягающего бетона.

Положения данных норм соответствуют СТ СЭВ 384-76.

Требования настоящих норм не распространяют­ся на бетонные и железобетонные конструкции гид­ротехнических сооружений, мостов, транспортных тоннелей, труб под насыпями, покрытий автомо­бильных дорог и аэродромов, армоцементные кон­струкции, а также конструкции, изготовляемые из батонов средней плотностью менее 500 и свыше 2500 кг/м3, бетонополимеров и полимербетонов, бетонов на известковых, шлаковых и смешанных вяжущих (кроме применения их в ячеистом бето­не), на гипсовом и специальных вяжущих, бетонов на специальных и органических заполнителях, бето­на крупнопористой структуры.

При проектировании бетонных и железобетонных конструкций, предназначенных для работы в осо­бых условиях эксплуатации (при сейсмических воз­действиях, в среде с агрессивной степенью воздействия на бетонные и железобетонные конструкции, в условиях повышенной влажности и т. п.), должны соблюдаться дополнительные требования, предъявляемые к таким конструкциям соответствующими нормативными документами.

По показателям прочности бетона приняты клас­сы бетона в соответствии с СТ СЭВ 1406-78.

Основные буквенные обозначения, принятые в настоящих нормах согласно СТ СЭВ 1565—79, приведены в справочном приложении 5 .

**\_\_\_\_\_\_\_\_\_\_\_\_\_**

\* Переиздание с изменениями на 1 января 1989 г.

**1. ОБЩИЕ УКАЗАНИЯ**

**ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ**

**1.1.** Бетонные и железобетонные конструкции, согласно СТ СЭВ 1406-78, должны быть обеспечены с требуемой надежностью от возникновения всех видов предельных состояний расчетом, выбором ма­териалов, назначением размеров и конструирова­нием.

**1.2.** Выбор конструктивных решений должен производиться исходя из технико-экономической целесообразности их применения в конкретных ус­ловиях строительства с учетом максимального сни­жения материалоемкости, энергоемкости, трудо­емкости и стоимости строительства, достигаемого путем:

применения эффективных строительных матери­алов и конструкций;

снижения веса конструкций;

наиболее полного использования физико-механи­ческих свойств материалов;

использования местных строительных материа­лов;

соблюдения требований по экономному расходо­ванию основных строительных материалов.

**1.3.** При проектировании зданий и сооружений должны приниматься конструктивные схемы, обес­печивающие необходимую прочность, устойчивость и пространственную неизменяемость зданий и сооружений в целом, а также отдельных конструк­ций на всех стадиях возведения и эксплуатации.

**1.****4.** Элементы сборных конструкций должны отвечать условиям механизированного изготовле­ния на специализированных предприятиях.

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
| Внесены  НИЖБ  Госстроя СССР | Утверждены  постановлением  Госстроя СССР  от 20 августа 1984 г. № 136 | Срок  введения  в действие  1 января 1986 г. |

При выборе элементов сборных конструкций должны предусматриваться преимущественно предварительно напряженные конструкции из высоко-прочных бетонов и арматуры, а также конструкции из легкого и ячеистого бетонов там, где их примене­ние не ограничивается требованиями других норма­тивных документов.

Целесообразно укрупнять элементы сборных конструкций, насколько это позволяют грузоподъ­емность монтажных механизмов, условия изготов­ления и транспортирования.

**1.5.** Для монолитных конструкций следует пре­дусматривать унифицированные размеры, позволяющие применять инвентарную опалубку, а также укрупненные пространственные арматурные каркасы.

**1.6.** В сборных конструкциях особое внимание должно быть обращено на прочность и долговеч­ность соединений.

Конструкции узлов и соединений элементов должны обеспечивать с помощью различных конст­руктивных и технологических мероприятий надеж­ную передачу усилий, прочность самих элементов в зоне стыка, а также связь дополнительно уложен­ного бетона в стыке с бетоном конструкции.

**1.7.** Бетонные элементы применяются:

а) преимущественно в конструкциях, работаю­щих на сжатие при малых эксцентриситетах про­дольной силы, не превышающих значений, указанных в п. 3.3;

б) в отдельных случаях в конструкциях, работа­ющих на сжатие с большими эксцентриситетами, а также в изгибаемых конструкциях, когда их разру­шение не представляет непосредственной опасности для жизни людей и сохранности оборудования (эле­менты, лежащие на сплошном основании, и др.).

Примечание. Конструкции рассматриваются как бетонные, если их прочность в стадии эксплуатации обеспечивается одним бетоном.

**1.8.** Расчетная зимняя температура наружного воздуха принимается как средняя температура воз­духа наиболее холодной пятидневки в зависимости от района строительства согласно СНиП 2.01.01-82. Расчетные технологические температуры устанавли­ваются заданием на проектирование.

Влажность воздуха окружающей среды определя­ется как средняя относительная влажность наружно­го воздуха наиболее жаркого месяца в зависимости от района строительства согласно СНиП 2.01.01-82 или как относительная влажность внутреннего воз­духа помещений отапливаемых зданий.

**1.9.** В настоящих нормах приняты буквенные обозначения основных величин, подлежащих приме­нению при проектировании строительных конструк­ций, а также индексы к буквенным обозначениям, установленные СТ СЭВ 1565—79.

**ОСНОВНЫЕ РАСЧЕТНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ**

**1.10.** Бетонные и железобетонные конструкции должны удовлетворять требованиям расчета по не­сущей способности (предельные состояния первой группы) и по пригодности к нормальной эксплуа­тации (предельные состояния второй группы).

а) *Р**асчет по* *предельным* *состояниям* *первой группы* должен обеспечивать конструкции от:

хрупкого, вязкого или иного характера разру­шения (расчет по прочности с учетом в необходи­мых случаях прогиба конструкции перед разруше­нием);

потери устойчивости формы конструкции (рас­чет на устойчивость тонкостенных конструкций и т. д.) или ее положения (расчет на опрокидывание и скольжение подпорных стен; расчет на всплывание заглубленных или подземных резервуаров, на­сосных станций и т. п.);

усталостного разрушения (расчет на выносли­вость конструкций, находящихся под воздействием многократно повторяющейся нагрузки — подвиж­ной или пульсирующей: подкрановых балок, шпал, рамных фундаментов и перекрытий пол некоторые неуравновешенные машины и т. п.);

разрушения под совместным воздействием сило­вых факторов и неблагоприятных влияний внешней среды (периодического или постоянного воздейст­вия агрессивной среды, действия попеременного замораживания и оттаивания, воздействия пожара и т. п.).

б) *Расчет по пр**едел**ьным состояниям* *второй* *группы* должен обеспечивать конструкции от:

образования трещин, а также их чрезмерного или продол­жительного раскрытия (если по условиям эксплуатации образование или продолжительное раскрытие трещин недопустимо);

чрезмерных перемещений (прогибов, углов пере­коса и поворота, колебаний).

**1.1****1.** Расчет по предельным состояниям конст­рукции в целом, а также отдельных ее элементов должен, как правило, производиться для всех ста­дий — изготовления, транспортирования, возведения и эксплуатации, при этом расчетные схемы должны отвечать принятым конструктивным решениям.

Расчет по раскрытию трещин и по деформациям допускается не производить, если на основании опытной проверки или практики применения желе­зобетонных конструкций установлено, что раскры­тие в них трещин не превышает допустимых значе­ний и жесткость конструкций в стадии эксплуатации достаточна.

**1.12\*.** Значения нагрузок и воздействий, коэффи­циентов надежности по нагрузке, коэффициентов сочетаний, а также подразделение нагрузок на посто­янные и временные должны приниматься в соответствии с требованиями СНиП 2.01.07-85.

Значения нагрузок необходимо умножить на ко­эффициенты надежности по назначению, принимаемые согласно Правилам учета степени ответствен­ности зданий и сооружений при проектировании конструкций", утвержденным Госстроем СССР.

Нагрузки, учитываемые при расчета по предель­ным состояниям второй группы (эксплуатацион­ные), следует принимать согласно указаниям пп. 1.16 и 1.20. При этом к длительным нагрузкам относится также часть полного значения кратковре­менных нагрузок, оговоренных в СНиП 2.01.07-85, а вводимую в расчет кратковременную нагрузку следует принимать уменьшенной на величину, учтен­ную в длительной нагрузке. Коэффициенты сочетаний и коэффициенты снижения нагрузок относятся к полному значению кратковременных нагрузок.

Для не защищенных от солнечной радиации конструкций, предназначенных для работы в климати­ческом подрайоне IVА согласно СНиП 2.01.01-82, при расчете должны учитываться температурные климатические воздействия.

Для бетонных и железобетонных конструкций должна быть также обеспечена их огнестойкость в соответствии с требованиями СНиП 2.01.02-85.

**1.13.** При расчете элементов сборных конструк­ций на воздействие усилий, возникающих при их подъеме, транспортировании и монтаже, нагрузку от веса элемента следует вводить с коэффициентом динамичности, равным:

при транспортировании ........... 1,60

подъеме и монтаже .......... 1,40

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

**1.14.** Сборно-монолитные конструкции, а также монолитные конструкции с несущей арматурой должны рассчитываться по прочности, образованию и раскрытию трещин и по деформациям для следую­щих двух стадий работы конструкций:

а) до приобретения бетоном, уложенным на мес­те использования конструкции, заданной прочнос­ти — на воздействие веса этого бетона и других на­грузок, действующих на данном этапе возведения конструкции;

6) после приобретения бетоном, уложенным на места использования конструкции, заданной проч­ности ⎯ на нагрузки, действующие на данном этапе возведения и при эксплуатации конструкции.

**1.****15.** Усилия в статически неопределимых же­лезобетонных конструкциях от нагрузок и вынуж­денных перемещении (вследствие изменениятемпературы, влажности бетона, смешения опор и т. п.), а также усилия в статически определимых конструкциях при расчете их по деформированной схеме следует, как правило, определять с учетом неупру­гих деформаций бетона и арматуры и наличия тре­щин.

Для конструкций, методика расчета которых с учетом неупругих свойств железобетона не разработана, а также для промежуточных стадий расчета с учетом неупругих свойств железобетона усилия в статически неопределимых конструкциях допуска­ется определять в предположении их линейной упругости.

**1.1****6****.** К трещиностойкости конструкций (или их частей) предъявляются требования соответствую­щих категорий в зависимости от условий, в кото­рых они работают, и от вида применяемой арма­туры:

а) *1**-я к**ат**егория —* не допускается образование трещин;

б) *2-я кат**егория* — допускается ограниченное по ширине непродолжительное раскрытие трещин *acrc*1 при условии обеспечения их последующего надежного закрытия (зажатия);

в) *3-я* *категория —* допускается ограниченное по ширине непродолжительное *acrc*1 и продолжитель­ное *acrc*2 раскрытие трещин.

Под непродолжительным раскрытием трещин по­нимается их раскрытие при совместном действии постоянных, длительных и кратковременных нагру­зок, а под продолжительным — только постоянных и длительных нагрузок.

Категории требований к трещиностойкости желе­зобетонных конструкций, а также значения предель­но допустимой ширины раскрытия трещин в услови­ях неагрессивной среды приведены: для ограниче­ния проницаемости конструкций — в табл. 1, для обеспечения сохранности арматуры — в табл. 2\*.

Эксплуатационные нагрузки, учитываемые при расчете железобетонных конструкций по образова­нию трещин, их раскрытию или закрытию, должны приниматься согласно табл. 3 .

Если в конструкциях или их частях, к трещино­стойкости которых предъявляются требования 2-й и 3-й категорий, трещины не образуются при соответ­ствующих нагрузках, указанных в табл. 3, их расчет по непродолжительному раскрытию и по закры­тию трещин (для 2-й категории) или по непродол­жительному и продолжительному раскрытию тре­щин (для 3-й категории) не производится.

Указанные категории требований к трещиностой­кости железобетонных конструкций относятся к трещинам, нормальным и наклонным к продольной оси элемента.

Таблица 1

|  |  |
| --- | --- |
| Условия работы  конструкций | Категория требований к трещиностойкости железобетонных конструкций и предельно допустимая ширина *acrc*1 и *acrc*1 раскрытия трещин, мм,обеспечивающие ограничение проницаемости конструкций |
| 1. Элементы, воспринимающие давление жидкостей и газов при сечении:  полностью растянутом | 1-я категория1 |
| частично сжатом | 3-я категория;  *acrc*1 = 0,3;  *acrc*2 = 0,2 |
| 2. Элементы, воспринимающие давление сыпучих тел | 3-я категория;  *acrc*1= 0,3;  *acrc*2 =0,2 |

\_\_\_\_\_\_\_\_\_\_\_\_\_

1 Конструкции должны преимущественно выполняться предварительно напряженными. При специальном обосновании допускается выполнить эти конструкции без предварительного напряжения, в этом случае их трещиностойкости предъявляются требования 3-й категории.

Во избежание раскрытия продольных трещин сле­дует принимать конструктивные меры (устанавли­вать соответствующую поперечную арматуру), а для предварительно напряженных элементов, кроме того, ограничивать значения сжимающих напряже­нии в бетоне в стадии предварительного обжатия (см. п. 1.29).

**1.17.** На концевых участках предварительно на­пряженных элементов с арматурой без анкеров в пределах длины зоны передачи напряжении (см. п. 2.29) не допускается образование трещин при действии постоянных, длительных и кратковремен­ных нагрузок, вводимых в расчете коэффициентом γ*f*  = 1,0.

При этом предварительные напряжения в армату­ре по длине зоны передачи напряжении принимаются линейно возрастающими от нуля до максимальных расчетных величин.

Указанное требование допускается не учитывать для части сечения, расположенной по его высоте от уровня центра тяжести приведенного сечения до рас­тянутой от действия усилия предварительного обжатия грани, если в этой части отсутствует напрягаемая арматура без анкеров.

**1.18.** В случае, если а сжатой при эксплуатацион­ных нагрузках зоне предварительно напряженных элементов, согласно расчету, в стадиях изготовле­ния, транспортирования и возведения образуются трещины, нормальные к продольной оси. следует учитывать снижение трещиностойкости растянутой при эксплуатации зоны элементов, а также увеличе­ние их кривизны. Для элементов, рассчитываемых на воздействие многократно повторяющейся на­грузки, образование таких трещин не допускается.

Таблица2\*

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| Условия эксплуатации | Категория требований к трещиностойкости железобетонных конструкций и предельно допустимая  ширина *acrc*1 и *acrc*2, мм, раскрытия трещин, обеспечивающие сохранность арматуры | | |
| конструкций | стержневой классов  А-I, А-II, А-III, А-IIIв и A-IV;  прополочной классов  В-I и Вр-I | стержневой классов А-V и АVI;  проволочной классов  B-II, Вр-II, К-7 и К-19  при диаметре проволоки 3,5 мм и более | проволочной классов  В-II, Вр-II и К-7  при диаметре проволоки 3 мм и менее, стержневой класса Ат-VII |
| 1. В закрытом помещении | 3-я категория;  *acrc*1 = 0,4;  *acrc*2 = 0,3 | 3-я категория;  *acrc*1 = 0,3;  *acrc*2 = 0,2 | 3-я категория;  *acrc*1 = 0,2;  *acrc*2 = 0,1 |
| 2. На открытом воздухе, а также в грунта выше или ниже уровня грунтовых вод | 3-я категория;  *acrc*1 = 0,4;  *acrc*2 = 0,3 | 3-я категория;  *acrc*1 = 0,2;  *acrc*2 = 0,1 | 2-я категория;  *acrc*1 = 0,2 |
| 3. В грунта при переменном уровне грунтовых вод | 3-я категория;  *acrc*1 = 0,3;  *acrc*2 = 0,2 | 2-я категория;  *acrc*1 = 0,2 | 2-я категория;  *acrc*1 = 0,1 |

Примечания: 1. Обозначения классов арматуры *—* в соответствии с п. 2.24а.

2. В канатах подразумевается проволока наружного слоя.

3. Для конструкций со стержневой арматурой класса А-V, эксплуатируемых в закрытом помещении или на открытом возду­хе, при наличии опыта проектирования и эксплуатации таких конструкций значения *acrc*1 и *acrc*2 допускается увеличивать на 0,1 мм по отношению к приведенным в настоящей таблице.

**1.1****9.** Для железобетонных слабоармированных элементов, характеризуемых тем, что их несущая способность исчерпывается одновременно с образованием трещин в бетоне растянутой зоны ( см. п. 4.9), площадь сечения продольной растянутой ар­матуры должна быть увеличена по сравнению с тре­буемой из расчета по прочности на менее чем на 15 %.

**1.20\*.** Прогибы и перемещения элементов конст­рукций на должны превышать предельных, установ­ленных СНиП 2.01.07-85.

**1.21.** При расчете по прочности бетонных и желе­зобетонных элементов на действие сжимающей про­дольной силы должен приниматься во внимание случайный эксцентриситет *еа*, обусловленный не учтенными в расчете факторами. Эксцентриситет *еа* в любом случае принимается не менее 1/600 дли­ны элемента или расстояния между его сечениями, закрепленными от смещения, и 1/30 высоты сечения. Кроме того, для конструкций, образуемых из сборных элементов, следует учитывать возможное взаимное смещение элементов, зависящее от вида конструкций, способа монтажа и т. п.

Для элементов статически неопределимых конст­рукций значение эксцентриситета продольной силы относительно центра тяжести приведенного сечения *е*0 принимается равным эксцентриситету, получен­ному из статического расчета конструкции, но не менее *еа*. В элементах статически определимых конструкций эксцентриситет *е*0 находится как сум­ма эксцентриситетов ⎯ определяемого из статического расчета конструкции и случайного.

**1.22.** Расстояния между температурно-усадочны­ми швами, как правило, должны устанавливаться расчетом.

**ДОПОЛНИТЕЛЬНЫЕ ТРЕБО****ВАНИЯ**

**К ПРОЕКТИРОВАНИЮ**

**ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ**

**1.23****.** Предварительные напряжения σ*sp*, а также σ’*sp*, соответственно а напрягаемой арматуре *S* и *S’* следует назначать с учетом допустимых отклонений *p* значения предварительного напряжения таким образом, чтобы для стержневой и проволочной арматуры выполнялись условия:

 (1)

Значение *р* при механическом способе натяжения арматуры принимается равным 0,05 σ*sp*, а при электротермическом и электротермомеханическом способах определяется по формуле

 (2)

где *p ⎯* в МПа;

*l* ⎯ длина натягиваемого стержня (расстояние между наружными гранями упоров), м.

При автоматизированном натяжении арматуры значение числителя 360 в формуле (2) заменяется на 90.

**1.24.** Значения напряжений σ*con*1 и σ’*con*1 соответственно в напрягаемой арматуре *S* и S’, контролируемые по окончании натяжения на упоры, при­нимаются равными σ*sp* и σ’*sp* (см. п. 1.23) за вычетом потерь от деформации анкеров и трения арма­туры (см. п. 1.25).

Значения напряжений в напрягаемой арматуре *S* и *S’*, контролируемые в месте приложения натяжного усилия при натяжении арматуры на затвердев­ший бетон, принимаются равными соответственно σ*con*2 и σ’*con*2, определяемым из условия обеспече­ния в расчетном сечении напряжений σ*sp* и σ’*sp* по формулам:

 (3)

 (4)

В формулах (3) и (4):

σ*sp*, σ’*sp* — определяютсябез учета потерь предва­рительного напряжения;

Таблица3

|  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| Категория  требований к | Нагрузки и коэффициенты надежности по нагрузке γ*f*, принимаемые при расчете | | | | |
| трещиностойкости | по образованию трещин | по раскрытию трещин | | по закрытию трещин |
| железобетонных конструкций |  | непродолжительному | продолжительному |  |
| 1 | Постоянные, длительные и кратковременные  при γ*f* > 1,0\* | ⎯ | ⎯ | ⎯ |
| 2 | Постоянные, длительные и кратковременные при γ*f* > 1,0\* (расчет производится для выяснения необходимости проверки по непродолжительному раскрытию трещин и по их закрытию) | Постоянные, длительные и кратковременные при  γ*f*  = 1,0 | ⎯ | Постоянные и дли­тельные при γ*f*  = 1,0 |
| 3 | Постоянные, длительные и кратковременные при γ*f* = 1,0 (расчет произво­дится для выяснения необходимости проверки по раскрытию трещин) | То же | Постоянные и дли­тельные при γ*f*  = 1,0 | ⎯ |

\_\_\_\_\_\_\_\_\_\_\_\_

\* Коэффициент γ*f*  принимается как при расчете по прочности.

Примечания: 1. Длительные и кратковременные нагрузки принимаются с учетом указаний п. 1.12\*.

2. Особые нагрузки учитываются в расчете по образованию трещин в тех случаях, когда наличие трещин приводит к ката­строфическому положению (взрыву, пожару и т. п.).

*Р*, *е*0*р* — определяются по формулам (8) и (9) при значениях σ*sp* и σ’*sp* с учетом пер­вых потерь предварительного напряже­ния;

*ysp*, *y’sp —* обозначения те же, что в п. 1.28;

α = *Es/Eb*.

Напряжения в арматуре самонапряженных конст­рукций рассчитываются из условия равновесия с напряжениями (самонапряжением) в бетоне.

Самонапряжение бетона в конструкции определя­ется исходя из марки бетона по самонапряжению *Sp* с учетом коэффициента армирования, расположения арматуры в бетоне (одно-, двух- и трехосное арми­рование), а также в необходимых случаях — потерь от усадки и ползучести бетона при загружении кон­струкции.

Примечание. В конструкциях их легкого бетона классов В7,5— В12,5 значения σ*con*1 и σ*con*2 должны превышать соответственно 400 и 550 МПа.

**1.25.** При расчете предварительно напряженных элементов следует учитывать потери предваритель­ного напряжения арматуры.

*Пр**и* *натяжении арма**туры на упор**ы* следует учитывать:

а) первые потери — от деформации анкеров, тре­ния арматуры об огибающие приспособления, от релаксации напряжений в арматуре, температурного перепада, деформации форм (при натяжении арма­туры на формы), от быстронатекающей ползучести бетона;

б) вторые потери — от усадки и ползучести бе­тона.

*При натяжении арматуры на бетон* следует учитывать:

в) первые потери — от деформации анкеров, трения арматуры о стенки каналов или поверхность бетона конструкции;

г) вторые потери — от релаксации напряжений в арматуре, усадки и ползучести бетона, смятия бето­на под витками арматуры, деформации стыков между блоками (для конструкций, состоящих из бло­ков).

Потери предварительного напряжения арматуры следует определять по табл. 5, при этом суммарную величину потерь при проектировании конструкций необходимо принимать не менее 100 МПа.

При расчете самонапряженных элементов учиты­ваются только потери предварительного напряжения от усадки и ползучести бетона в зависимости от марки бетона по самонапряжению и влажности среды. Для самонапряженных конструкций, эксплуатируемых в условиях избытка влаги, потери от усадки не учитываются.

**1.26.** При определении потерь предварительного напряжения от усадки и ползучести бетона по поз. 8 и 9 табл. 5 необходимо учитывать следующий указа­ния:

а) при заранее известном сроке загружения конструкции потери следует умножать на коэффи­циент ϕ*l*, определяемый по формуле

 (5)

где *t —* время, сут, отсчитываемое при определении потерь от ползучести со дня обжатия бетона, от усадки — со дня окончания бетониро­вания;

Таблица 5

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| Факторы, вызывающие потери | Значения потерь предварительного напряжения, МПа,  при натяжении арматуры | | |
| предварительного напряжения арматуры | на упоры | | на бетон |
| **А. Первые потери** | | | |
| 1. Релаксация напряжений арматуры:  при механическом способе натяжения арматуры:  а) проволочной |  | | *⎯* |
| б) стержневой | 0,1σ*sp* 20 | | ⎯ |
| при электротермическом и электротермомеханическом способах натяжения арматуры:  а) проволочной | 0,05σ*sp* | | ⎯ |
| б) стержневой | 0,03σ*sp*  Здесь σ*sp* принимается без учета потерь, МПа. Если вычисленные значения потерь окажутся отрицательными, их следует принимать равными нулю | | ⎯ |
| 2. Температурный перепад (разность температур | Для бетона классов В15—В40  1,25Δ*t* | | ⎯ |
| натянутой арматуры в зоне нагрева и устройства, воспринимающего усилие натяжения при прогреве бетона) | Для бетона класса В45 и выше  1,0Δ*t*,  где Δ*t* ⎯ разность между температурой нагреваемой арматуры и неподвиж­ных упоров (вне зоны нагрева), воспринимающих усилие натяжения, С. При отсутствии точных данных принимается Δ*t* = 65 С.  При подтягивании напрягаемой арматуры в процессе термообработки на величину, компенсирующую потери от температурного перепада, последние принимаются ровными нулю | | ⎯ |
| 3. Деформации анкеров, расположенных у натяжных устройств | где Δ*l* — обжатие опрессованных шайб, смятие высаженных головок и т. п., принимаемое равным 2 мм; смещение стержней в инвентарных зажимах, определяемое по формуле    *d ⎯* диаметр стержня, мм;  *l* — длина натягиваемого стержня (расстояние между наружны­ми гранями упоров формы или стенда), мм.  При электротермическом способе натяжения потери от деформаций анкеров в расчете не учитываются, так как они учтены при опреде­лении значения полного удлинения арматуры | | где Δ*l*1 — обжатие шайб или прокла­док, расположенных между анкерами и бетоном элемента, принимаемое равным 1 мм;  Δ*l*2 — деформация анкеров ста­канного типа, колодок с пробками, анкерных гаек и захватов, принимаемая равной 1 мм;  *l —* длина натягиваемого стержня (элемента), мм |
| 4. Трение арматуры:  а) о стенки каналов или о поверхность бетона конструкций | ⎯ | | где *е —* основание натуральных ло­гарифмов;  ω, δ — коэффициенты, определяе­мые по табл. 6;  *χ —* длина участка от натяжно­го устройства до расчетно­го сечения, м;  *θ* — суммарный угол поворота оси арматуры, рад;  σ*sp ⎯* принимается без учета потерь |
| 6) об огибающие приспособления | где *е —* основание натуральных логарифмов;  δ — коэффициент, принимаемый рав­ным 0,25;  *θ —* суммарный угол поворота оси арма­туры, рад;  σ*sp —* принимается без учета потерь | | ⎯ |
| 5. Деформация стальной формы при изготовлении предварительно напряженных железобетонных конструкций | где *η* — коэффициент, определяемый по фор­мулам:  при натяжении арматуры домкра­том    при натяжении арматуры намоточной машиной электротермомеханическим способом (50 % усилия создается грузом)    *n* — число групп стержней, натягиваемых неодновременно;  Δ*l* *—* сближение упоров по линии действия усилия *Р,* определяемое из расчета де­формации формы;  *l* — расстояние между наружными гранями упоров.  При отсутствии данных о технологии изготовления и конструкции формы потери от ее деформации принимаются равными 30 МПа.  При электротермическом способе натяжения потери от деформации формы в расчете не учитываются, так как они учтены при определении полного удлинения арматуры | | ⎯ |
| 6. Быстронатекающая ползучесть для бетона:  а) естественного твердения | где α и β ⎯ коэффициенты, принимаемые:  α = 0,25 + 0,025*Rbp*, но не более 0,8;  β = 5,25 0,185*Rbp*, но не более 2,5 и не менее 1,1;  σ*bp —* определяются на уровне центров тяжести продольной арматуры *S* и *S’* с учетом потерь по поз. 1—5 настоящей таблицы.  Для легкого бетона при передаточной прочности 11 МПа и ниже вместо множителя 40 принимается множитель 60 | | ⎯ |
| б) подвергнутого тепловой обработке | Потери вычисляются по формулам поз. 6а настоящей таблицы с умножением полученного результата на коэффициент, равный 0,85 | | ⎯ |
| **Б. Вторы****е пот****ери** | | | |
| 7. Релаксация напряжений арматуры:  а) проволочной | ⎯ | |  |
| б) стержневой | ⎯ | | (см. пояснения к поз. 1 настоящей таблицы) |
| 8. Усадка бетона (см. п. 1.26) : | Бетон  естественного  твердения | Бетон, подвергнутый тепловой обработке  при атмосферном давлении | Независимо от условий  твердения бетона |
| тяжелого классов:  а) В35 и ниже | 40 | 35 | 30 |
| б) В40 | 50 | 40 | 35 |
| в) В45 и выше | 60 | 50 | 40 |
| мелкозернистого групп:  г) А | Потери определяются по поз. 8а, б настоящей таблицы с умножением на коэффициент, рав­ный 1,3 | | 40 |
| д) Б | Потери определяются по поз. 8а настоящей таблицы с умножением на коэффициент, равный 1,5 | | 50 |
| е) В | Потери определяются по поз. 8а — в настоящей таблицы как для тяжелого бетона естественного твердения | | 40 |
| легкого при мелком заполнителе:  ж) плотном | 50 | 45 | 40 |
| з) пористом | 70 | 60 | 50 |
| 9. Ползучесть бетона (см. п. 1.26):  а) тяжелого и легкого при плотном мелком заполнителе | где σ*sp* ⎯ то же, что в поз. 6, но с учетом потерь по поз. 1⎯6 настоящей таблицы;  α ⎯ коэффициент, принимаемый равным для бетона:  естественного твердения ⎯ 1,00;  подвергнутого тепловой обработке при атмосферном давлении ⎯ 0,85 | | |
| б) мелкозернистого групп:  А | Потери вычисляются по формулам поз. 9а настоящей таблицы с умножением полученного результата на коэффициент, равный 1,3 | | |
| Б | Потери вычисляются по формулам поз. 9а настоящей таблицы с умножением полученного результата на коэффициент, равный 1,5 | | |
| В | Потери вычисляются по формулам поз. 9а настоящей таблицы при α = 0,85 | | |
| в) легкого при пористом мелком заполнителе | Потери вычисляются по формулам поз. 9а настоящей таблицы с умножением полученного результата на коэффициент, равный 1,2 | | |
| 1. Смятие бетона под витками спираль­ной или кольцевой арматуры (при диаметре конструкции до 3 м) | ⎯ | | где *dext —* наружный диаметр конст­рукции, см |
| 11. Деформация обжатия стыков меж­ду блоками (для конструкций, состоящих из блоков) | ⎯ | | где *n* — число швов конструкции и оснастки по длине натяги­ваемой арматуры;  Δ*l* — обжатие стыка, принимае­мое равным для стыков, заполненных бетоном, — 0,3 мм; при стыковании насухо — 0,5 мм;  *l* — длина натягиваемой арматуры, мм |

Примечания: 1. Потери предварительного напряжения в напрягаемой арматуре *S’* определяются так же, как в арматуре *S*.

2. Для самонапряженных конструкций потери от усадки и ползучести бетона определяются по опытным данным.

Таблица 6

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
|  | Коэффициенты для определения потерь от трения арматуры (см. поз. 4 табл. 5) | | |
| Канал |  | δ при арматуре в виде | |
| или поверхность | ω | пучков,  канатов | стержней периодического профиля |
| 1. Канал:  с металлической поверхностью | 0,0030 | 0,35 | 0,40 |
| с бетонной поверх-ностью, образованный жестким каналообразо-вателем | 0 | 0,55 | 0,65 |
| то же, гибким каналообра­зователем | 0,0015 | 0,55 | 0,65 |
| 2. Бетонная поверхность | 0 | 0,55 | 0,65 |

б) для конструкций, предназначенных для экс­плуатации при влажности воздуха ниже 40 %, потери должны быть увеличены на 25 %, за исключением конструкций из тяжелого и мелкозернистого бето­нов, предназначенных для эксплуатации в климати­ческом подрайоне IVА согласно СНиП 2.01.01-82 и не защищенных от солнечной радиации, для кото­рых указанные потери увеличиваются на 50 %;

в) допускается использовать более точные мето­ды для определения потерь, обоснованные в уста­новленном порядке, если известны сорт цемента, состав бетона, условия изготовления и эксплуата­ции конструкции и т. п.

**1.27.** Значение предварительного напряжении в арматуре вводится в расчет с коэффициентом точ­ности натяжения арматуры γ*sp*, определяемым по формуле

 (6)

Знак плюс" принимается при неблагоприятном влиянии предварительного напряжения (т. е. на данной стадии работы конструкции или на рассмат­риваемом участке элемента предварительное на­пряжение снижает несущую способность, способствует образованию трещин и т. п.), знак минус" — при благоприятном.

Значения Δγ*sp* при механическом способе натя­жения арматуры принимаются равными 0,1, а при электротермическом и электротермомеханическом способах натяжения определяются по формуле

  (7)

но принимаются не менее 0,1;

здесь *р,* σ*sp* — см. п. 1.23;

*пр ⎯* число стержней напрягаемой арма­туры в сечении элемента.

При определении потерь предварительного напряжения арматуры, а также при расчете по раскрытию трещин и по деформациям значение Δγ*sp* допуска­ется принимать равным нулю.

**1.28.** Напряжения в бетоне и арматуре, а также усилия предварительного обжатия бетона, вводимые в расчет предварительно напряженных конструкций, определяются с учетом следующих указаний.

Напряжения в сечениях, нормальных к продоль­ной оси элемента, определяются по правилам расче­та упругих материалов. При этом принимают приве­денное сечение, включающее сечение бетона с учетом ослабления его каналами, лазами и т. п., а также сечение всей продольной (напрягаемой и ненапрягаемой) арматуры, умноженное на отношение α мо­дулей упругости арматуры и бетона. Если части бетонного сечения выполнены из бетонов разных клас­сов или видов, их приводят к одному классу или ви­ду, исходя из отношения модулей упругости бетона.

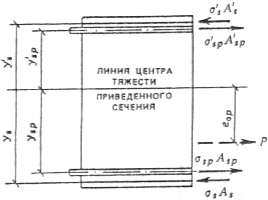
Усилие предварительного обжатия *Р* и эксцентри­ситет его приложения *е*0*р* относительно центра тя­жести приведенного сечения (черт. 1) определяются по формулам:

 (8)

 (9)

где *σs*, *σ’s —* напряжения в ненапрягаемой арматуре соответственно *S* и *S’*,вызванные усадкой и ползу­честью бетона;

*ysp*, *y’sp*, *ys*, *y’s —* расстояния от центра тяжести приведенного сечения до точек приложения равнодействующих усилий соответственно в напря­гаемой и ненапрягаемой арма­туре *S* и *S’* (см. черт. 1 ).



Черт. 1. Схема усилий предварительного напряжения в арматуре

в поперечном сечении железобетонного элемента

При криволинейной напрягаемой арматуре значе­ния *σsp* и *σ’sp* умножают соответственно на cos*θ* и cos*θ’*, где *θ* и *θ’ ⎯* углы наклона оси арматуры к про­дольной оси элемента (для рассматриваемого сечения).

Напряжения *σsp* и *σ’sp* принимают:

а) в стадии обжатия бетона — с учетом первых потерь;

б) в стадии эксплуатации элемента — с учетом первых и вторых потерь.

Напряжения *σs* и *σ’s* принимают численно равны­ми:

в стадии обжатия бетона — потерям напряжений от быстронатекающей ползучести по поз. 6 табл. 5;

в стадии эксплуатации элемента — сумме потерь напряжений от усадки и ползучести бетона по поз. 6, 8 и 9 табл. 5.

**1.29.** Сжимающие напряжения в бетоне в стадии предварительного обжатия *σbp* не должны превышать значений (в долях от передаточной прочности бетона *Rbp*), указанных в табл. 7.

Таблица 7

|  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- |
|  | Способ | Сжимающие напряжения в бетоне в стадии предварительного обжатия в долях  от передаточной прочности бетона *σbp/Rbp*, не более | | | |
| Напряженное состояние сечения | натяжения | при расчетной зимней температуре наружного воздуха, С | | | |
|  | арматуры | минус 40 и выше | | ниже минус 40 | |
|  |  | при обжатии | | | |
|  |  | центральном | внецентренном | центральном | внецентренном |
| 1. Напряжения уменьшаются или не изменяются | На упоры | 0,85 | 0,95\* | 0,70 | 0,85 |
| при действии внешних нагрузок | На бетон | 0,70 | 0,85 | 0,60 | 0,70 |
| 2. Напряжения увеличиваются при действии | На упоры | 0,65 | 0,70 | 0,50 | 0,60 |
| внешних нагрузок | На бетон | 0,60 | 0,65 | 0,45 | 0,50 |

\_\_\_\_\_\_\_\_\_\_\_\_\_

\* Для элементов, изготовляемых с постепенной передачей усилия обжатия, при наличии стальных опорных деталей и косвенной арматуры с объемным коэффициентом армирования μ*v* ≥ 0,5 % (см. п. 5.15) на длине не менее длины зоны передачи напряжений *lp* (см. п. 2.29) допускается принимать значение *σbp/Rbp* = 1,00.

Примечания: 1. Значения *σbp/Rbp*, указанные в настоящей таблице, для батона в водонасыщенном состоянии при расчетной температуревоздуха ниже минус 40 С следует принимать на 0,05 меньше.

2. Расчетные зимние температуры наружного воздуха принимаются согласно указаниям п. 1.8.

3. Для легкого бетона классов В7,5 ⎯ В12,5 значения *σbp/Rbp* следует принимать не более 0,30.

Напряжения *σbp* определяются на уровне крайне­го сжатого волокна батона с учетом потерь предва­рительного напряжения по поз. 1⎯6 табл. 5 и при коэффициенте точности натяжения арматуры γ*sp*, равном единице.

**1.30.** Для предварительно напряженных конст­рукций, в которых предусматривается регулирова­ние напряжении обжатия бетона в процессе их экс­плуатации (например, в реакторах, резервуарах, телевизионных башнях), напрягаемая арматура при­меняется без сцепления с бетоном, при этом необ­ходимо предусматривать эффективные мероприя­тия по защите арматуры от коррозии. К предвари­тельно напряженным конструкциям без сцепления арматуры с бетоном должны предъявляться требо­вания 1-й категории трещиностойкости.

**ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИ****Я РАСЧЕТА ПЛОСКОСТНЫХ**

**И МАССИВНЫХ КОНСТРУКЦИЙ**

**С УЧЕТОМ НЕЛИНЕЙНЫХ СВОЙСТВ ЖЕЛ****ЕЗОБЕТОНА**

**1.31.** Расчет плоскостных конструкций (типа ба­лок-стенок, плит перекрытий) и массивных конст­рукций по предельным состояниям первой и второй групп следует производить по напряжениям (усили­ям), деформациям и перемещениям, вычисляемым с учетом физической нелинейности, анизотропии, а в необходимых случаях — ползучести, накопления повреждений (в длительных процессах) и геометри­ческой нелинейности (в основном для тонкостен­ных конструкций).

Примечание. Анизотропия — неодинаковость свойств {здесь — механических) по разным направлениям. Ортотропия ⎯ вид анизотропии, при котором имеются три взаимно перпендикулярные плоскости симметрии свойств.

**1.32.** Физическую нелинейность, анизотропию и ползучесть следует учитывать в определяющих соот­ношениях, связывающих между собой напряжения и деформации, а также в условиях прочности и трещиностойкости материала. При этом следует выде­лять две стадии деформирования элементов — до и после образования трещин.

**1.33.** До образования трещин для бетона должна, как правило, использоваться нелинейная ортотропная модель, позволяющая учитывать направленное развитие эффекта дилатации и неоднородность де­формирования при сжатии и растяжении. Допуска­ется пользоваться квазиизотропной моделью бетона, учитывающей проявление указанных факторов а среднем по объему. Для железобетона в этой стадии следует исходить из совместности осевых деформа­ций арматуры и окружающего бетона, за исключени­ем концевых участков арматуры, не снабженных специальными анкерами.

При опасности выпучивания арматуры следует ограничивать ее предельные сжимающие напряже­ния.

Примечание. Дилатация ⎯ увеличение объема тела при сжатии, обусловленное развитием множества микротрещин, а также трещин большей протяженности.

**1.34.** В условиях прочности бетона следует учиты­вать сочетание напряжении на площадках разных направлений, в силу которых, в частности, его сопротивление двух- и трехосному сжатию превышает прочность при одноосном сжатии, а при комбинаци­ях сжатия и растяжения может быть меньше, чем при действии одного из них. В необходимых случа­ях должна приниматься во внимание длительность действия напряжений.

Условие прочности железобетона без трещин должно составляться исходя из условий прочности составляющих материалов как двухкомпонентной среды.

**1.35.** В качестве условия трещинообразования следует использовать условие прочности бетонных элементов двухкомпонентной среды.

**1.3****6.** После образования трещин следует использовать модель анизотропного тела общего вида при нелинейных выражениях зависимостей усилий или напряжений от перемещений с учетом следующих факторов:

углов наклона трещин к арматуре и схем пересе­чения трещин;

раскрытия трещин и сдвига их берегов;

жесткости арматуры: осевой — с учетом сцепле­ния с полосами или блоками бетона между трещи­нами; тангенциальной — с учетом податливости бе­тонного основания у берегов трещин и соответствен­но осевых и касательных напряжений в арматуре в трещинах;

жесткости бетона: между трещинами — на осевые силы и сдвиг {снижается для схемы пересекающих­ся трещин); в трещинах — на осевые силы и сдвиг за счет зацепления берегов трещин при достаточно малой их ширине;

частичного нарушения совместности осевых де­формаций арматуры и бетона между трещинами.

В модели деформирования неармированных эле­ментов с трещинами учитывается лишь жесткость бетона между трещинами.

В случаях возникновения наклонных трещин сле­дует учитывать особенности деформирования бетона над наклонными трещинами.

**1.37.** Ширину раскрытия трещин и взаимный сдвиг их берегов следует определять исходя из сме­щения стержней различных направлений относитель­но пересекаемых ими берегов трещин с учетом рас­стояний между трещинами и при соблюдении усло­вия совместности этих смещений.

**1.38.** Условия прочности плоских и объемных элементов с трещинами должны основываться на следующих предпосылках:

принимается, что разрушение происходит вслед­ствие значительного удлинения арматуры по наибо­лее опасным трещинам, в общем случае расположен­ным косо к стержням арматуры, и раздробления бетона полос или блоков между трещинами или за трещинами (например, в сжатой зоне плит над трещинами);

сопротивление бетона сжатию снижаетсяиз-завозникновения растяжения в перпендикулярном направлении, создаваемого силами сцепления с растянутой арматурой, а также из-за поперечных сме­щений арматуры у берегов трещин;

при определении прочности бетона учитываются схемы образования трещин и углы наклона тре­щин к арматуре;

в стержнях арматуры учитываются, как правило, нормальные напряжения, направленные вдоль их оси; допускается учитывать касательные напряже­ния в арматуре в местах трещин (нагельный эффект), принимая, что стержни не изменяют своей ориентации:

принимается, что в трещине разрушениявсе пере­секающие ее стержни достигают расчетных сопро­тивлении на растяжение (для арматуры, не имеющей предела текучести, напряжения должны контроли­роваться в процессе деформационного расчета).

Прочность бетона в различных его зонах следует оценивать по напряжениям в нем как в компоненте двухкомпонентной среды (за вычетом приведенных напряжении в арматуре между трещинами, опреде­ляемых с учетом напряжении в трещинах, сцепления и частичного нарушения совместности осевых де­формаций арматуры с бетоном).

**1.39.** Несущую способность железобетонных конструкций, способных претерпевать достаточные пластические деформации, допускается определять методом предельного равновесия.

**1.40.** При расчете конструкций по прочности, де­формациям, образованию и раскрытию трещин ме­тодом конечных элементов должны быть проверены условия прочности и трещиностойкости для всех конечных элементов, составляющих конструкцию, а также условия возникновения чрезмерных переме­щений конструкции. При оценке предельного состо­яния по прочности допускается полегать отдельные конечные элементы разрушенными, если это не вле­чет за собой прогрессирующего разрушения конст­рукции и по истечении действия рассматриваемой нагрузки эксплуатационная пригодность конструк­ции сохранится или может быть восстановлена.

**2. МАТЕРИАЛЫ ДЛЯ БЕТОННЫХ**

**И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ**

**БЕТОН**

**2.1.** Для бетонных и железобетонных конструк­ций, проектируемых в соответствии с требова­ниями настоящих норм, следует предусматривать конструкционные бетоны, соответствующие ГОСТ 25192-82:

тяжелый средней плотности свыше 2200 до 2500 кг/м3 включ.;

мелкозернистый средней плотности свыше 1800 кг/м3;

легкий плотной и поризованной структуры;

ячеистый автоклавного и неавтоклавного тверде­ния;

специальный бетон — напрягающий.

**2.2.** При проектировании бетонных и железобетонных конструкций в зависимости от их назначения и условий работы следует устанавливать показа­тели качества бетона, основными из которых явля­ются:

а) класс по прочности на сжатие В;

б) класс по прочности на осевое растяжение В*t* (назначают в случаях, когда эта характеристика имеет главенствующее значение и контролируется на производстве);

в) марка по морозостойкости F (должна назначаться для конструкций, подвергающихся в увлажненном состоянии действию попеременного замораживания и оттаивания);

г) марка по водонепроницаемости W (должна назначаться для конструкций, к которым предъявляются требования ограничения проницаемости);

д) марка по средней плотности D (должна назна­чаться для конструкций, к которым кроме конст­руктивных предъявляются требования теплоизоляции);

е) марка по самонапряжению напрягающего бето­на S*p* (должна назначаться для самонапряженных конструкций, когда эта характеристика учитывается в расчете и контролируется на производстве).

Примечания: 1. Классы бетона по прочности на сжатие и осевое растяжение отвечают значению гарантированной прочности бетона, МПа, с обеспеченностью 0,95.

2. Марка напрягающего бетона по самонапряжению представляет значение предварительного напряжения в бетоне, МПа, создаваемого в результате его расширения при коэффициенте продольного армирования μ = 0,01.

**2.3.** Для бетонных и железобетонных конструк­ций следует предусматривать бетоны следующих классов и марок:

а) *классов по прочности на сжатие*

тяжелый бетон ⎯ В3,5; В5; B7,5; В10; В12,5; В15; В20; В25; В30; В35; В40; В45; В50; В55; В60;

напрягающий ⎯ В20; В25; В30; В35; В40; В45; В50; В55; В60;

бетон

мелкозернистый бетон групп:

А ⎯ естественного твердения или подвергнутый тепловой обработке при атмосферном давлении на песке с модулем крупности свыше 2,0 ⎯ В3,5; В5; В7,5; В10; В12,5; В15; В20; В25; В30; В35; В40;

Б — то же, с модулем крупности 2,0 и менее ⎯ В3,5; В5; В7,5; В10; В12,5; В15; В20; В25; В30;

В — подвергнутый автоклавной обработке ⎯ В15; В20; В25; В30; В35; В40; В45; В50; В55; В60;

легкий бетон при марках по средней плотности:

D800, D900 ⎯ В2,5; B3,5; В5; В7,5;

D1000, D1100 ⎯ B2,5; B3,5; В5; В7,5; В10; B12,5;

D1200, D1300 ⎯ B2,5; B3,5; B5; В7,5; В10; B12,5; B15;

D1400, D1500 ⎯ B3,5; B5; B7,5; B10; В12,5; B15; B20; B25; В30;

D1600, D1700 ⎯ B5; B7,5; B10; В12,5; В15; В20; В25; B30; B35;

D1800, D1900 ⎯ B10; В12,5; В15; В20; B25; B30; В35; В40;

D2000 ⎯ В20; В25; В30; В35; В40;

ячеистый бетон при марках по средней плот­ности:

автоклавный: неавтоклавный:

D500 ⎯ B1; B1,5; ⎯

D600 ⎯ B1; B1,5; B2; B1; B1,5;

В2,5;

D700 ⎯ B1,5; B2; В2,5; B1,5; В2;

B3,5; B2,5;

D800 ⎯ B2,5; B3,5; В5; B2; B2,5;

B3,5;

D900 ⎯ B3,5; B5 ; B7,5; B3,5; B5;

D1000 ⎯ B5; B7,5; В10; B5; B7,5;

D1100 ⎯ B7,5; B10; B12,5; В7,5; В10;

B15;

D1200 ⎯ B10; B12,5; B15; B10; В12,5;

поризованный бетон при марках по средней плотности:

D800, D900, D1000, ⎯ B2,5; B3,5; B5;

D1100, D1200, D1300 В7,5;

D1400 ⎯ B3,5; B5; B7,5.

Допускается применение бетона промежуточных классов по прочности на сжатие B22,5 и В27,5 при условии, что это приведет к экономии цементе по сравнению с применением бетона соответственно классов В25 и В30 и не снизит другие технико-эко­номические показатели конструкции;

б) *классов по прочности на осевое растяжение*

тяжелый, ⎯ B*t0*,8; B*t*1,2; B*t*1,6; B*t*2; B*t*2,4; B*t*2,8; B*t*3,2;

напрягающий

мелкозернистый

и легкий бетоны

в) *марок* *по* *морозостойкости*

тяжелый, ⎯ F50; F75; F100; F150; F200; F300; F400; F500;

напрягающий

и мелкозер­нистый

бетоны

легкий бетон ⎯ F25; F35; F50; F75; F100; F150; F200; F300;

F400; F500;

ячеистый и ⎯ F15; F25; F35; F50; F75; F100;

поризованный

бетоны

г) *марок по водонепроницаемости*

тяжелый, ⎯ W2; W4; W6; W8; W10; W12;

мелкозернис­тый

и легкий бетоны

для напрягающего бетона марка по водонепро­ницаемости обеспечивается не ниже W12 и в проектах может не указываться;

д) *марок по средней плотности*

легкий бетон ⎯ D800; D900; D1000; D1100; D1200; D1300;

D1400; D1500; D1600; D1700; D1800; D1900; D2000;

ячеистый ⎯ D500; D600; D700; D800; D900; D1000; D1100;

бетон D1200;

поризованный ⎯ D800; D900; D1000; D1100; D1200; D1300;

бетон D1400;

е) *марок по самонапряжению*

напрягающий ⎯ S*p*0,6; S*p*0,8; S*p*1; S*p* 1,2; S*p*1,5; S*p*2; S*p*3; S*p*4.

бетон

Примечания: 1. В настоящих нормах термины легкий бетон" и поризованный бетон" используются соответственно для обозначения легкого бетона плотной структуры и легкого бетона поризованной структуры (со степенью поризации свыше 6 %).

2. Группа мелкозернистого бетона (А, Б, В) должна указываться в рабочих чертежах конструкций.

**2.4.** Возраст бетона, отвечающий его классу по прочности на сжатие и осевое растяжение, назнача­ется при проектировании исходя из возможных реальных сроков загружения конструкции проект­ными нагрузками, способа возведения, условий твердения бетона. При отсутствии этих данных класс бетона устанавливается в возрасте 28 сут.

Значение отпускной прочности бетона в элемен­тах сборных конструкций следует назначать в соот­ветствии с ГОСТ 13015.0-83 и стандартами на конструкции конкретных видов.

**2.5.** Для железобетонных конструкций не допус­кается применять:

тяжелый и мелкозернистый бетоны класса по прочности на сжатие ниже В7,5;

легкий бетон класса по прочности на сжатие ниже В3,5 — для однослойных и ниже В2,5 — для двух­слойных конструкций.

Рекомендуется принимать класс бетона по проч­ности на сжатие:

для железобетонных элементов из тяжелого и легкого бетонов, рассчитываемых на воздействие многократно повторяющейся нагрузки, — не ниже В15;

для железобетонных сжатых стержневых элемен­тов из тяжелого, мелкозернистого и легкого бетонов — не ниже В15;

для сильнонагруженных железобетонных сжатых стержневых элементов (например, для колонн, вос­принимающих значительные крановые нагрузки, и для колонн нижних этажей многоэтажных зда­ний) ⎯ не ниже В25.

**2.6\*.** Для предварительно напряженных элемен­тов из тяжелого, мелкозернистого и легкого бето­нов класс бетона, в котором расположена напря­женная арматура, следует принимать в зависимости от вида и класса напрягаемой арматуры, ее диа­метра и наличия анкерных устройств не ниже ука­занного в табл. 8\*.

Таблица 8\*

|  |  |
| --- | --- |
| Вид и класс  напрягаемой арматуры | Класс бетона,  не ниже |
| 1. Проволочная арматура классов:  В-II (при наличии анкеров) | В20 |
| Вр-II (без анкеров) диаметром, мм:  до 5 включ. | В20 |
| 6 и более | В30 |
| К-7 и К-19 | В30 |
| 2. Стержневая арматура (без анкеров) диаметром, мм:  от 10 до 18 включ., классов:  А-IV | В15 |
| А-V | В20 |
| А-VI и Ат-VII | В30 |
| 20 и более, классов:  А-IV | В20 |
| А-V | В25 |
| А-VI и Ат-VII | В30 |

Примечание. Обозначения классов арматуры — в соответствии с п. 2.24а\*.

Передаточная прочность бетона *Rbp* (прочность бетона к моменту его обжатия, контролируемая аналогично классу бетона по прочности на сжа­тие) назначается не менее 11 МПа, а при стержневой арматуре классов А-VI, Ат-VI, Ат-VIК и Ат-VII, высокопрочной арматурной проволоке без анкеров и арматурных канатах — не менее 15,5 МПа. Переда­точная прочность, кроме того, должна составлять не менее 50 % принятого класса бетона по прочности на сжатие.

Для конструкций, рассчитываемых на воздейст­вие многократно повторяющейся нагрузки, мини­мальные значения класса бетона, приведенные в табл. 8\*, при проволочной напрягаемой арматуре и стержневой напрягаемой арматуре класса А-IV неза­висимо от диаметра, а также класса А-V диаметром 10—18 мм должны увеличиваться на одну ступень, т. е. 5 МПа, с соответствующим повышением передаточной прочности бетона.

При проектировании отдельных видов конструк­ций допускается обоснованное в установленном по­рядке снижение минимального класса бетона на одну ступень, равную 5 МПа, против приведенной в табл. 8\* с соответствующим снижением передаточ­ной прочности бетона.

Примечания: 1. При расчете железобетонных конструкций в стадии предварительного обжатия расчетные характеристики бетона принимаются как для класса бетона, численно равного передаточной прочности бетона (по линей­ной интерполяции).

2. При проектировании ограждающих однослойных сплошных конструкций, выполняющих функции теплоизоляции, допускается при относительной величине обжатия бетона *σbp/Rbp* не более 0,30 использовать напрягаемую арматуру класса А-IV диаметром на более 14 мм при клас­сах легкого бетона В7,5 — В12,5, при этом передаточная прочность бетона *Rbp* должна составлять не менее 80 % класса бетона.

**2.7.** Мелкозернистый бетон без специального экс­периментального обоснования не допускается при­менять для железобетонных конструкций, подвер­гающихся воздействию многократно повторяющейся нагрузки, а также для предварительно напряжен­ных конструкций пролетом свыше 12 м при арми­ровании проволочной арматурой классов В-II, Вр-II, К-7 и К-19.

Класс мелкозернистого бетона по прочности на сжатие, применяемого для защиты от коррозии и обеспечения сцепления с бетоном напрягаемой арма­туры, расположенной в пазах и на поверхности конструкции, должен быть не ниже В12,5, а для инъекции каналов — не ниже В25.

**2.8.** Для замоноличивания стыков элементов сборных железобетонных конструкций класс бетона следует устанавливать в зависимости от условий ра­боты соединяемых элементов, но принимать не ниже В7,5.

**2.9.** Марки бетона по морозостойкости и водоне­проницаемости бетонных и железобетонных конст­рукций в зависимости от режима их эксплуатации и значений расчетных зимних температур наружного воздуха в районе строительства должны прини­маться:

для конструкций зданий и сооружений (кроме наружных стен отапливаемых зданий) ⎯ не ниже указанных в табл. 9;

для наружных стен отапливаемых зданий ⎯ не ниже указанных в табл. 10.

**2.10.** Для замоноличивания стыков элементов сборных конструкций, которые в процессе эксплу­атации или монтажа могут подвергаться воздействию отрицательных температур наружного воздухе, следует применять бетоны проектных марок по морозостойкости и водонепроницаемости не ниже при­нятых для стыкуемых элементов.

**Нормативные и расчетные**

**характеристики бетона**

**2.11.** Нормативными сопротивлениями бетона являются сопротивление осевому сжатию призм (призменная прочность) *Rbn* и сопротивление осевому растяжению *Rbtn*.

Расчетные сопротивления бетона для предельных состояний первой *Rb*, *Rbt* и второй *Rb,ser*, *Rbt,ser* групп определяются делением нормативных сопротивлений на соответствующие коэффициенты надежности по бетону при сжатии γ*bc* или растяжении γ*bt*, принимаемые для основных видов бетона по табл. 11.

**2.12.** Нормативные сопротивления бетона *Rbn* {с округлением) в зависимости от класса бетона по прочности на сжатие приведены в табл. 12.

Нормативное сопротивление бетона растяжению *Rbtn* в случаях, когда прочность бетона на растяже­ние не контролируется, принимается в зависимости от класса бетона по прочности на сжатие согласно табл. 12.

Нормативное сопротивление бетона осевому растяжению *Rbtn* в случаях, когда прочность бетона на растяжение контролируется на производстве, принимается равным его гарантированной прочности (классу) на осевое растяжение.

**2.13.** Расчетные сопротивления бетона *Rb*, *Rbt*, *Rb,ser*, *Rbt,ser* (с округлением) в зависимости от класса бетона по прочности на сжатие и осевое растяжение приведены: для предельных состояний первой группы — соответственно в табл. 13 и 14, второй группы — в табл. 12.

Расчетные сопротивления бетона для предельных состояний первой группы *Rb* и *Rbt* снижаются (или повышаются) путем умножения на коэффициенты условий работы бетона γ*bi*, учитывающие особенности свойств бетона, длительность действия, многократную повторяемость нагрузки, условия и стадию работы конструкции, способ ее изготовления, размеры сечения и т. п. Значения коэффициентов условий работы γ*bi* приведены в табл. 15.

Расчетные сопротивления бетона для предельных состояний второй группы *Rb,ser* и *Rbt,ser* вводят в расчет с коэффициентом условий работы бетона γ*bi* = 1,0, за исключением случаев, указанных в пп. 4.10-4.12.

Для отдельных видов легких бетонов допускается принимать иные значения расчетных сопротивлений, согласованные в установленном порядке.

Примечание. При использовании в расчетах промежуточных классов бетона по прочности на сжатие согласно п. 2.3 значения характеристик, приведенных в табл. 12, 13 и 18, принимаются по линейной интерполяции.

**2.14.** Значения начального модуля упругости бетона *Eb*, при сжатии и растяжении принимаются по табл.18. Для не защищенных от солнечной радиации конструкций, предназначенных для работы в климатическом подрайоне IVА согласно СНиП 2.01.01-82, значения *Eb*, указанные в табл. 18, следует умножать на коэффициент 0,85.

Таблица 9

|  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| Условия работы конструкций | | Марка бетона, не ниже | | | | | |
|  | расчетная зимняя | по морозостойкости | | | по водонепроницаемости | | |
| характеристика режима | температура наружного воздуха, С | для конструкций (кроме наружных стен отапливаемых зданий)  зданий и сооружений класса по степени ответственности | | | | | |
|  |  | I | II | III | I | II | III |
| 1. Попеременное заморажи­вание и оттаивание:  а) в водонасыщенном состоянии | Ниже минус 40 | F300 | F200 | F150 | W6 | W4 | W2 |
| (например, конструкции, распо-ложенные в сезонно-оттаивающем слое | Ниже минус 20 до минус 40 включ. | F200 | F150 | F100 | W4 | W2 | Не нормируется |
| грунта в районах вечной мерзлоты) | Ниже минус 5 до минус 20 включ. | F150 | F100 | F75 | W2 | Не нормируется | |
|  | Минус 5 и выше | F100 | F75 | F50 | Не нормируется | | |
| б) в условиях эпизодического водонасы- | Ниже минус 40 | F200 | F150 | F100 | W4 | W2 | Не норми­руется |
| щения (например, над­земные конструкции, постоянно подвергающие- | Ниже минус 20 до минус 40 включ. | F100 | F75 | F50 | W2 | Не нормируется | |
| ся атмосферным воздействиям) | Ниже минус 5 до минус 20 включ. | F75 | F50 | F35\* | Не нормируется | | |
|  | Минус 5 и выше | F50 | F35\* | F25\* | То же | | |
| в) в условиях воздушно-влажностного | Ниже минус 40 | F150 | F100 | F75 | W4 | W2 | Не нормируется |
| состояния при отсутст­вии эпизодического водонасыщения | Ниже минус 20 до минус 40 включ. | F75 | F50 | F35\* | Не нормируется | | |
| (нап­ример, конструкции, постоянно подвергающиеся воздействию окружаю- | Ниже минус 5 до минус 20 включ. | F50 | F35\* | F25\* | То же | | |
| щего возду­хе, но защищенные от воздействия ат­мосферных осадков) | Минус 5 и выше | F35\* | F25\* | F15\*\* |  | | |
| 2. Возможное эпизодичес­кое воздействие температуры ниже 0 С:  а) в водонасыщенном состоянии (напри- | Ниже минус 40 | F150 | F100 | F75 |  | | |
| мер, конструкции, находящиеся в грунте или под водой) | Ниже минус 20 до минус 40 включ. | F75 | F50 | F35\* |  | | |
|  | Ниже минус 5 до минус 20 включ. | F50 | F35\* | F25\* |  | | |
|  | Минус 5 и выше | F35\* | F25\* | Не нормируется |  | | |
| б) в условиям воздушно-влажностного | Ниже минус 40 | F75 | F50 | F35\* |  | | |
| сос­тояния (например, внутренние конструк­ции отапливаемых зданий в | Ниже минус 20 до минус 40 включ. | F50 | F35\* | F25\* |  | | |
| период стро­ительства и монтажа) | Ниже минус 5 до минус 20 включ. | F35\* | F25\* | F15\*\* |  | | |
|  | Минус 5 и выше | F25\* | F15\*\* | Не нормируется |  | | |

\_\_\_\_\_\_\_\_\_\_\_\_\_

\* Для тяжелого и мелкозернистого батонов марки по морозостойкости не нормируются.

\*\* Для тяжелого, мелкозернистого и легкого бетонов марки по морозостойкости не нормируются.

Примечания: 1. Марки бетона по морозостойкости и водонепроницаемости для конструкций сооружений водоснабже­ния и канализации, а также для свай и свай-оболочек следует назначать согласно требованиям соответствующих нормативных документов.

2. Расчетные зимние температуры наружного воздуха принимаются согласно указаниям п. 1.8.

Таблица 10

|  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| Условия работы конструкций | | Минимальная марка бетона по морозостойкости наружных стен | | | | | |
|  |  | отапливаемых зданий из бетонов | | | | | |
| относительная влажность | расчетная зимняя | легкого, ячеистого, поризованного | | | тяжелого, мелкозернистого | | |
| внутреннего воздуха | температура наружного | для зданий класса по степени ответственности | | | | | |
| помещения ϕ*int*, % | воздуха, С | I | II | III | I | II | III |
| ϕ*int* > 75 | Ниже минус 40 | F100 | F75 | F50 | F200 | F150 | F100 |
|  | Ниже минус 20 до  минус 40 вклвч. | F75 | F50 | F35 | F100 | F75 | F50 |
|  | Ниже минус 5 до  минус 20 включ. | F50 | F35 | F25 | F75 | F50 | Не норми­руется |
|  | Минус 5 и выше | F35 | F25 | F15\* | F50 | Не нормируется | То же |
| 60 < ϕ*int* ≤ 75 | Ниже минус 40 | F75 | F50 | F35 | F100 | F75 | F50 |
|  | Ниже минус 20  до минус 40 включ. | F50 | F35 | F25 | F50 | Не нормируется | |
|  | Ниже минус 5  до минус 20 включ. | F35 | F25 | F15\* | Не норми­руется | То же | |
|  | Минус 5 и выше | F25 | F15\* | Не нормируется | |  | |
| ϕ*int* ≤ 60 | Ниже минус 40 | F50 | F35 | F25 | F75 | F50 | Не норми­руется |
|  | Ниже минус 20  до минус 40 вкпюч. | Р35 | F25 | F15\* | Не нормируется | | |
|  | Ниже минус 5  до минус 20 включ. | F25 | F15\* | Не норми­руется | То же | | |
|  | Минус 5 и выше | F15\* | Не нормируется | |  | | |

\_\_\_\_\_\_\_\_\_\_\_\_\_

\* Для легких бетонов мерки по морозостойкости не нормируются.

Примечания: 1. При наличии паро- и гидроизоляции конструкций из тяжелых, мелкозернистых и легких бетонов их марки по морозостойкости, указанные в настоящей таблице, снижаются на одну ступень.

2. Расчетная зимняя температура наружного воздуха принимается согласно указаниям п. 1.8.

Для бетонов, подвергающихся попеременному замораживанию и оттаиванию, значения *Еb*, указан­ные в табл. 18, следует умножать на коэффициент условий работы γ*b*6, принимаемый по табл. 17.

При наличии данных о сорте цемента, составе бе­тона, условиях изготовления (например, центрифу­гированный бетон) и т. д. допускается принимать другие значения *Еb*, согласованные в установлен­ном порядке.

**2.15.** Коэффициент линейной температурной де­формации α*bt* при изменении температуры от минус 40 до плюс 50 С в зависимости от вида бетона при­нимается равным:

для тяжелого, мелкозернистого бетонов и лег­кого бетона при мелком плотном заполнителе — 1105 С1;

для легкого бетона при мелком пористом запол­нителе ⎯ 0,7105

С1;

для ячеистого и поризованного бетонов — 0,8105 С1.

При наличии данных о минералогическом составе заполнителей, расходе цемента, степени водонасыщения бетона, морозостойкости и т. д. допускается принимать другие значения α*bt*, обоснованные в установленном порядке. Для расчетной температуры ниже минус 50 С значения α*bt* принимаются по экспериментальным данным.

Таблица 11

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
|  | Коэффициенты надежности по бетону при сжатии  и растяжении γ*bc* и γ*bt* для расчета конструкций  по предельным состояниям | | | |
| Вид бетона | первой группы | | | второй |
|  | γ*bc* | γ*bt* при назначении класса бетона по прочности | | группы γ*bc* и γ*bt* |
|  |  | на сжа­тие | на растяжение |  |
| Тяжелый, напрягающий, мелкозернистый, легкий и поризованный | 1,3 | 1,5 | 1,3 | 1,0 |
| Ячеистый | 1,5 | 2,3 | ⎯ | 1,0 |

**2.16.** Начальный коэффициент поперечной деформации бетона *v* (коэффициент Пуассона) принима­ется равным 0,2 для всех видов бетона, а модуль сдвига бетона *G* — равным 0,4 соответствующих значений *Eb*, указанных в табл. 18.

Таблица 12

|  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| Вид | Бетон | Нормативные сопротивления бетона *Rbn*, *Rbtn* и расчетные сопротивления бетона для предельных состояний  второй группы *Rb,ser* и *Rbt,ser* при классе бетона по прочности на сжатие | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|  |  | В1 | В1,5 | В2 | В2,5 | В3,5 | В5 | В7,5 | В10 | В12,5 | В15 | В20 | В25 | В30 | В35 | В40 | В45 | В50 | В55 | В60 |
| Сжатие осевое (призменная прочность)  *Rbn* и *Rb,ser* | Тяжелый и мелкозернистый | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | 2,7 27,5 | 3,6 35,7 | 5,5 56,1 | 7,5 76,5 | 9,5 96,9 | 11,0 112 | 15,0 153 | 18,5 189 | 22,0 224 | 25,5 260 | 29,0 296 | 32,0 326 | 36,0 367 | 39,5 403 | 43,0 438 |
|  | Легкий | ⎯ | ⎯ | ⎯ | 1,9 19,4 | 2,7 27,5 | 3,5 35,7 | 5,5 56,1 | 7,5 76,5 | 9,5 96,9 | 11,0 112 | 15,0 153 | 18,5 189 | 22,0 224 | 25,5 260 | 29,0 296 | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ |
|  | Ячеистый | 0,95 9,69 | 1,4  14,3 | 1,9  19,4 | 2,4 24,5 | 3,3  33,7 | 4,6 46,9 | 6,9 70,4 | 9,0 91,8 | 10,5 107 | 11,5 117 | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ |
| Растяжение осевое  *Rbtn* и *Rbt,ser* | Тяжелый | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | 0,39 4,00 | 0,55 5,61 | 0,70 7,14 | 0,85 8,67 | 1,00 10,2 | 1,15 11,7 | 1,40 14,3 | 1,60 16,3 | 1,80 18,4 | 1,95 19,9 | 2,10 21,4 | 2,20 22,4 | 2,30 23,5 | 2,40 24,5 | 2,50 25,5 |
|  | Мелкозернистый групп:  А | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | 0,39 4,00 | 0,55 5,61 | 0,70 7,14 | 0,85 8,67 | 1,00 10,2 | 1,15 11,7 | 1,40 14,3 | 1,60 16,3 | 1,80 18,4 | 1,95 19,9 | 2,10 21,4 | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ |
|  | Б | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | 0,26 2,65 | 0,40 4,08 | 0,60 6,12 | 0,70 7,14 | 0,85  8,67 | 0,95 9,69 | 1,15 11,7 | 1,35 13,8 | 1,50 15,3 | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ |
|  | В | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | 1,15 11,7 | 1,40 14,3 | 1,60 16,3 | 1,80 18,4 | 1,95 19,9 | 2,10 21,4 | 2,20 22,4 | 2,30 23,5 | 2,40 24,5 | 2,50 25,5 |
|  | Легкий при мелком заполнителе:  плотном | ⎯ | ⎯ | ⎯ | 0,29 2,96 | 0,39 4,00 | 0,55 5,61 | 0,70 7,14 | 0,85 8,67 | 1,00 10,2 | 1,15 11,7 | 1,40 14,3 | 1,60 16,3 | 1,80 18,4 | 1,95 19,9 | 2,10 21,4 | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ |
|  | пористом | ⎯ | ⎯ | ⎯ | 0,29 2,96 | 0,39 4,00 | 0,55 5,61 | 0,70 7,14 | 0,85 8,67 | 1,00 10,2 | 1,10 11,2 | 1,20 12,2 | 1,35 13,8 | 1,50 15,3 | 1,65 16,8 | 1,80 18,4 | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ |
|  | Ячеистый | 0,14 1,43 | 0,21 2,24 | 0,26 2,65 | 0,31 3,16 | 0,41 4,18 | 0,55 5,61 | 0,63 6,42 | 0,89 9,08 | 1,00 10,2 | 1,05 10,7 | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ |

Примечания: 1. Над чертой указаны значения в МПа, под чертой ⎯ в кгс/см2.

2. Группы мелкозернистых бетонов приведены в п. 2.3.

3. Значения сопротивлений приведены для ячеистого бетона средней влажностью 10 %.

4. Для керамзитоперлитобетона на вспученном перлитовом песке значения *Rbtn* и *Rbt,ser* принимают как для легкого бетона на пористом песке с умножением на коэффициент 0,85.

5. Для поризованного бетона значения *Rbn* и *Rb,ser* принимают такими же, как для легкого бетона, а значения *Rbtn* и *Rbt,ser* умножают на коэффициент 0,7.

6. Для напрягающего бетона значения *Rbn* и *Rb,ser* принимают такими же, как для тяжелого бетона, а значения *Rbtn* и *Rbt,ser* умножают на коэффициент 1,2.

Таблица 13

|  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| Вид  сопротивления | Бетон | Расчетные сопротивления бетона для предельных состояний первой группы *Rb* и *Rbt*  при классе бетона по прочности на сжатие | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|  |  | В1 | В1,5 | В2 | В2,5 | В3,5 | В5 | В7,5 | В10 | В12,5 | В15 | В20 | В25 | В30 | В35 | В40 | В45 | В50 | В55 | В60 |
| Сжатие осевое (приз­менная прочность)  *Rb* | Тяжелый и мелкозернистый | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | 2,1 21,4 | 2,8 28,6 | 4,5  45,9 | 6,0 61,2 | 7,5 76,5 | 8,5 86,7 | 11,5 117 | 14,5 148 | 17,0 173 | 19,5 199 | 22,0 224 | 25,0 255 | 27,5 280 | 30,0 306 | 33,0 336 |
|  | Легкий | ⎯ | ⎯ | ⎯ | 1,5 15,3 | 2,1 21,4 | 2,8 28,6 | 4,5 45,9 | 6,0 61,2 | 7,5 76,5 | 8,5 86,7 | 11,5 117 | 14,5 148 | 17,0 173 | 19,5 199 | 22,0 224 | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ |
|  | Ячеистый | 0,63  6,42 | 0,95  9,69 | 1,3 13,3 | 1,6 16,3 | 2,2 22,4 | 3,1 31,6 | 4,6 46,9 | 6,0 61,2 | 7,0 71,4 | 7,7 78,5 | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ |
| Растяжение осевое  *Rbt* | Тяжелый | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | 0,26 2,65 | 0,37 3,77 | 0,48 4,89 | 0,57 5,81 | 0,66 6,73 | 0,75 7,65 | 0,90  9,18 | 1,05 10,7 | 1,20 12,2 | 1,30 13,3 | 1,40 14,3 | 1,45 14,8 | 1,55 15,8 | 1,60 16,3 | 1,65 16,8 |
|  | Мелкозернистый групп:  А | ⎯ | ⎯ | — | — | 0,26 2,65 | 0,37 3,77 | 0,48 4,89 | 0,57 5,81 | 0,66 6,73 | 0,75 7,65 | 0,90 9,18 | 1,05 10,7 | 1,20 12,2 | 1,30 13,3 | 1,40 14,3 | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ |
|  | Б | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | 0,17 1,73 | 0,27 2,75 | 0,40 4,08 | 0,45 4,59 | 0,51 5,81 | 0,64 6,53 | 0,77 7,85 | 0,90 9,18 | 1,00 10,2 | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ |
|  | В | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | 0,75 7,65 | 0,90 9,18 | 1,05 10,7 | 1,20 12,2 | 1,30 13,3 | 1,40 14,3 | 1,45 14,8 | 1,55 15,8 | 1,60 16,3 | 1,65 16,8 |
|  | Легкий при мелком заполнителе:  плотном | — | — | ⎯ | 0,20 2,04 | 0,26 2,65 | 0,37 3,77 | 0,48 4,89 | 0,57 5,81 | 0,66 6,73 | 0,75 7,65 | 0,90 9,18 | 1,05 10,7 | 1,20 12,2 | 1,30 13,3 | 1,40 14,3 | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ |
|  | пористом | ⎯ | ⎯ | ⎯ | 0,20 2,04 | 0,26 2,65 | 0,37 3,77 | 0,48 4,89 | 0,57 5,81 | 0,66 6,73 | 0,74 7,55 | 0,80 8,16 | 0,90  9,18 | 1,00 10,2 | 1,10 11,2 | 1,20 12,2 | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ |
|  | Ячеистый | 0,06 0,613 | 0,09  0,918 | 0,12 1,22 | 0,14 1,43 | 0,18 1,84 | 0,24 2,45 | 0,28 2,86 | 0,39 4,00 | 0,44 4,49 | 0,46 4,69 | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ |

Примечания: 1. Над чертой указаны значения в МПа, под чертой — в кгс/см2.

2. Группы мелкозернистых бетонов приведены в п. 2.3.

3. Значения расчетных сопротивлений приведены для ячеистого бетона средней влажностью 10 %.

4. Для керамзитоперлитобетона на вспученном перлитовом песке значения *Rbt* принимают как для легких бетонов на пористом песке с умножением на коэффициент 0,85.

5. Для поризованного бетона значения *Rb* принимают такими же, как для легкого бетона, а значение *Rbt* умножают на коэффициент 0,7.

6. Для напрягающего бетона значение *Rb* принимают таким же, как для тяжелого бетона, а значения *Rbt* умножают на коэффициент 1,2.

Таблица 14

|  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| Вид сопротивления | Бетон | Расчетные сопротивления бетона  для предельных состояний первой группы *Rbt* при классе бетона по прочности на осевое растяжение | | | | | | |
|  |  | B*t*0,8 | B*t*1,2 | B*t* 1,6 | B*t*2,0 | B*t*2,4 | B*t*2,8 | B*t*3,2 |
| Растяжение осевое | Тяжелый, напрягающий, мелкозернистый и лег­кий | 0,62 6,32 | 0,93 9,49 | 1,25  12,7 | 1,55 15,8 | 1,85 18,9 | 2,15 21,9 | 2,45 25,0 |

Примечание. Над чертой указаны значения в МПа, под чертой — в кгс/см2.

Таблица 15

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
| Факторы, обусловливающие введение коэффициента | Коэффициент  условий работы бетона | |
| условий работы бетона | условное обозначение | числовое  значение |
| 1. Многократно повторяющаяся нагрузка | γ*b*1 | См. табл. 16 |
| 2. Длительность действия нагрузки:  а) при учете постоянных, длительных и кратковременных нагрузок, кроме нагрузок непродолжительного действия, суммарная длительность действия которых за период эксплуа­тации мала (например, крановые нагрузки; нагрузки от транспортных средств; ветровые нагрузки; нагрузки, возникающие при изготовлении, транспортировании и возведении и т. п.), а также при учете особых нагрузок, вызванных деформациями просадочных, на­бухающих, вечномерзлых и подобных грунтов | γ*b*2 |  |
| для тяжелого, мелкозернистого и легкого бетонов естественного твердения и подвер­гнутых тепловой обработке:  в условиях эксплуатации конструкций, благоприятных для нарастания прочности бетона (например, под водой, во влажном грунте или при влажности воздуха окружающей среды свыше 75 %) |  | 1,00 |
| в остальных случаях |  | 0,90 |
| для ячеистого и поризованного бетонов независимо от условий эксплуатации |  | 0,85 |
| б) при учете в рассматриваемом сочетании кратковременных нагрузок (непродолжительно­го действия) или особых нагрузок1, не указанных в поз. 2а, для всех видов бетона |  | 1,10 |
| 3. Бетонирование в вертикальном положении (высота слоя бетонирования свыше 1,5 м) для бе­тона: | γ*b*3 |  |
| тяжелого, мелкозернистого, легкого |  | 0,85 |
| ячеистого и поризованного |  | 0,80 |
| 4. Влияние двухосного сложного напряженного состояния сжатие — растяжение" на прочность бетона | γ*b*4 | См. п. 4.11 |
| 5. Бетонирование монолитных бетонных столбов и железобетонных колонн с наибольшим раз­мером сечения менее 30 см | γ*b*5 | 0,85 |
| 6. Попеременное замораживание и оттаивание | γ*b*6 | См. табл. 17 |
| 7. Эксплуатация на защищенных от солнечной радиации конструкций в климатическом под­районе IVА согласно СНиП 2.01.01-82 | γ*b*7 | 0,85 |
| 8. Стадия предварительного обжатия конструкций: | γ*b*8 |  |
| а) с проволочной арматурой:  для легкого бетона |  | 1,25 |
| остальных видов бетона |  | 1,10 |
| б) со стержневой арматурой:  для легкого бетона |  | 1,35 |
| остальных видов бетона |  | 1,20 |
| 9. Бетонные конструкции | γ*b*9 | 0,90 |
| 10. Бетонные конструкции из высокопрочного бетона при учете коэффициента γ*b*9 | γ*b*10 | 0,3 + ω ≤ 1  (значение ω см. п. 3.12) |
| 11. Влажность ячеистого бетона, %: | γ*b*11 |  |
| 10 и менее |  | 1,00 |
| св. 25 |  | 0,85 |
| св. 10, но менее 25 |  | По интерполяции |
| 12. Бетон для замонопичивания стыков сборных элементов при толщине шва менее 1/5 наименьшего размера сечения элемента и менее 10 см | γ*b*12 | 1,15 |

\_\_\_\_\_\_\_\_\_\_\_\_\_

1 При введении дополнительного коэффициента условий работы, связанного с учетом особых нагрузок согласно указаниям соответствующих нормативных документов (например, при учете сейсмических нагрузок), принимается γ*b*2 = 1,0.

Примечания: 1. Коэффициенты условий работы бетона по поз. 1, 2, 6, 7, 9 и 11 должны учитываться при определении расчетных сопротивлений *Rb* и *Rbt*, по поз. 4 — при определении *Rbt,ser*, а по остальным позициям ⎯ только при определении *Rb*.

2. Для конструкций, находящихся под действием многократно повторяющейся нагрузки, коэффициент γ*b*2 учитывается при расчете по прочности, а γ*b*1 — при расчете на выносливость и по образованию трещин.

3. При расчете конструкций в стадии предварительного обжатия коэффициент γ*b*2 не учитывается.

4. Коэффициенты условий работы бетона вводятся независимо друг от друга, но при этом их произведение должно быть не менее 0,45.

Таблица 16

|  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| Бетон | Состояние бетона  по влажности | Коэффициент условий работы бетона γ*b*1 при многократно повторяющейся нагрузке и коэффициенте асимметрии цикла *ρb*, равном | | | | | | |
|  |  | 00,1 | 0,2 | 0,3 | 0,4 | 0,5 | 0,6 | 0,7 |
| 1. Тяжелый | Естественной влажности | 0,75 | 0,80 | 0,85 | 0,90 | 0,95 | 1,00 | 1,00 |
|  | Водонасыщенный | 0,50 | 0,60 | 0,70 | 0,80 | 0,90 | 0,95 | 1,00 |
| 2. Легкий | Естественной влажности | 0,60 | 0,70 | 0,80 | 0,85 | 0,90 | 0,95 | 1,00 |
|  | Водонасыщенный | 0,45 | 0,55 | 0,65 | 0,75 | 0,85 | 0,95 | 1,00 |

В табл. 16  где *σb,min*, *σb,max* — соответственно наименьшее и наибольшее напряженияв бетонев пределах цикла изменения нагрузки, определяемые согласно указаниям п. 3.47.

Таблица 17

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| Условия  эксплуатации конструкции | Расчетная зимняя температура наружного | Коэффициент условий работы бетона γ*b*6 при попеременном замораживании и оттаивании  для бетона | |
|  | воздуха, С | тяжелого и мелкозернистого | легкого и поризованного |
| Попеременное замораживание и оттаивание:  а) в водонасыщенном | Ниже минус 40 | 0,70 | 0,80 |
| состоянии | Ниже минус 20 до минус 40 включ. | 0,85 | 0,90 |
|  | Ниже минус 5 до минус 20 включ. | 0,90 | 1,00 |
|  | Минус 5 и выше | 0,95 | 1,00 |
| б) в условиях эпизодического | Ниже минус 40 | 0,90 | 1,00 |
| водонасыщения | Минус 40 и выше | 1,00 | 1,00 |

Примечания: 1. Расчетная зимняя температура наружного воздуха принимается согласно указаниям п. 1.8.

2. При превышении марки бетона по морозостойкости по сравнению с требуемой согласно табл. 9 коэффициенты настоящей таблицы могут быть увеличены на 0,05 соответственно каждой ступени превышения, однако не могут быть больше единицы.

**АРМАТУРА**

**2.17\*.** Для армирования железобетонных конст­рукций должна применяться арматура, отвечающая требованиям соответствующих государственных стандартов или утвержденных в установленном порядке технических условий и принадлежащая к одно­му из следующих видов:

*стержневая арматурная* *сталь:*

а) горячекатаная — гладкая класса А-I, периоди­ческого профиля классов А-II и Ас-II, А-III, А-IV, А-V, А-VI;

б) термически и термомеханически упрочнен­ная — периодического профиля классов Ат-IIIС, Ат-IV, Ат-IVС, Ат-IVК, Ат-V, Ат-VК, Ат-VСК, Aт-VI, Ат-VIК и Ат-VII;

*проволочная арматурная* *сталь:*

в) арматурная холоднотянутая проволока:

обыкновенная — периодического профиля класса Вр-I;

высокопрочная — гладкая класса B-II, периодического профиля класса Вр-II;

г) арматурные канаты — спиральные семипрово­лочные класса К-7, девятнадцатипроволочные класса К-19.

Для закладных деталей и соединительных накла­док принимается, как правило, прокатная углеро­дистая сталь соответствующих марок согласно обя­зательному приложению 2 .

В железобетонных конструкциях допускается применение упрочненной вытяжкой на предприятиях строительной индустрии стержневой арматуры класса А-IIIв (с контролем удлинений и напряжении или с контролем только удлинений).

Таблица 18

|  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| Бетон | Начальные модули упругости бетона при сжатии и растяжении *Eb* 103 при классе бетона по прочности на сжатие | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|  | В1 | В1,5 | В2 | В2,5 | В3,5 | В5 | | В7,5 | | В10 | В12,5 | В15 | В20 | В25 | В30 | В35 | В40 | В45 | В50 | В55 | В60 |
| Тяжелый:  естественного твердения | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | 9,5  96,9 | 13,0 133 | | 16,0 163 | | 18,0 184 | 21,0 214 | 23,0 235 | 27,0 275 | 30,0 306 | 32,5 331 | 34,5 352 | 36,0 367 | 37,5 382 | 39,0 398 | 39,5 403 | 40,0 408 |
| подвергнутый тепловой обра­ботке при атмосферном давлении | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | 8,5 86,7 | 11,5 117 | | 14,5 148 | | 16,0 163 | 19,0 194 | 20,5 209 | 24,0 245 | 27,0 275 | 29,0 296 | 31,0 316 | 32,5 332 | 34,0 347 | 35,0 357 | 35,5 362 | 36,0 367 |
| подвергнутый автоклавной обработке | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | 7,0 71,4 | 9,88 99,5 | | 12,0 122 | | 13,5 138 | 16,0 163 | 17,0 173 | 20,0 204 | 22,5 230 | 24,5 250 | 26,0 265 | 27,0 275 | 28,0 286 | 29,0 296 | 29,5 301 | 30,0  306 |
| Мелкозернистый групп:  А — естественного твердения | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | 7,0 71,4 | 10,0 102 | | 13,5 138 | | 15,5 158 | 17,5 178 | 19,5 199 | 22,0 224 | 24,0 245 | 26,0 265 | 27,5 280 | 28,5 291 | — | ⎯ | ⎯ | ⎯ |
| подвергнутый тепловой обработке, при атмосферном давлении | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | 6,5 66,3 | 9,0 91,8 | | 12,5 127 | | 14,0 143 | 15,5 158 | 17,0 173 | 20,0 204 | 21,5 219 | 23,0 235 | 24,0 245 | 24,5 250 | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ |
| Б — естественного твердения | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | 6,5 66,3 | 9,0 91,8 | | 12,5 127 | | 14,0 143 | 15,5 158 | 17,0 173 | 20,0 204 | 21,5 219 | 23,0 235 | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ |
| подвергнутый тепловой обработке при атмосферном давлении | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | 5,5  56,1 | 8,0 81,6 | | 11,5 117 | | 13,0 133 | 14,5 148 | 15,5 158 | 17,5 178 | 19,0 194 | 20,5 209 | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ |
| В — автоклавного твердения | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | | ⎯ | | ⎯ | ⎯ | 16,5 168 | 18,0 184 | 19,5 199 | 21,0 214 | 22,0 224 | 23,0 235 | 23,5 240 | 24,0 245 | 24,5  250 | 25,0 255 |
| Легкий и поризованный марки по средней плотности D:  800 | ⎯ | ⎯ | ⎯ | 4,0 40,8 | 4,5 45,9 | 5,0 51,0 | | 5,5 56,1 | | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ |
| 1000 | ⎯ | ⎯ | *⎯* | 5,0 51,0 | 5,5 66,1 | 6,3 64,2 | | 7,2 73,4 | | 8,0 81,6 | 8,4 85,7 | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ |
| 1200 | ⎯ | ⎯ | *⎯* | 6,0 61,2 | 6,7 68,3 | 7,6 77,5 | | 8,7 88,7 | | 9,5 96,9 | 10,0 102 | 10,5 107 | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ |
| 1400 | ⎯ | ⎯ | ⎯ | 7,0 71,4 | 7,8 79,5 | 8,8 89,7 | | 10,0 102 | | 11,0 112 | 11,7 119 | 12,5 127 | 13,5 138 | 14,5 148 | 15,5 158 | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ |
| 1600 | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | 9,0 91,8 | 10,0 102 | 11,5 117 | | 12,5 127 | | 13,2 135 | 14,0 143 | 15,5 158 | 16,5 168 | 17,5 178 | 18,0 184 | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ |
| 1800 | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | 11,2 114 | 13,0 133 | | 14,0 143 | | 14,7 150 | 15,5 158 | 17,0 173 | 18,5 189 | 19,5 199 | 20,5 209 | 21,0 214 | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ |
| 2000 | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | 14,5 148 | | 16,0 163 | | 17,0 173 | 18,0 184 | 19,5 199 | 21,0 214 | 22,0 224 | 23,0 235 | 23,5 240 | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ |
| Ячеистый автоклавного твердения марки по средней плотности D:  500 | 1,1 11,2 | 1,4 14,3 | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | | ⎯ | | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ |
| 600 | 1,4 14,3 | 1,7 17,3 | 1,8 18,4 | 2,1  21,4 | ⎯ | ⎯ | ⎯ | | ⎯ | | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ |
| 700 | ⎯ | 1,9 19.4 | 2,2 22,4 | 2,5 25,5 | 2,9 29,6 | ⎯ | ⎯ | | ⎯ | | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ |
| 800 | ⎯ | ⎯ | ⎯ | 2,9 29,6 | 3,4 34,7 | 4,0 40,8 | ⎯ | | ⎯ | | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ |
| 900 | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | 3,8 38,8 | 4,5 45,9 | 5,5 56,1 | | ⎯ | | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ |
| 1000 | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | 5,0 51,0 | 6,0 61,2 | | 7,0 71,4 | | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ |
| 1100 | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | 6,8 69,3 | | 7,9 80,6 | | 8,3 84,6 | 8,6 87,7 | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ |
| 1200 | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | | 8,4 85,7 | | 8,8 89,7 | 9,3 94,8 | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ |

Примечания: 1. Над чертой указаны значения в МПа, под чертой **—** в кгс/см2.

2. Группы мелкозернистого бетона приведены в п. 2.3.

3. Для легкого, ячеистого и поризованного бетонов при промежуточных значениях плотности бетона начальные модули упругости принимают по линейной интерполяции.

4. Для ячеистого бетона неавтоклавного твердения значения *Еb* принимают как для бетона автоклавного твердения с умножением на коэффициент 0,8.

5. Для напрягающего бетона значения *Еb* принимают как для тяжелого бетона с умножением на коэффициент α = 0,56 + 0,006В.

Применение арматуры новых видов, осваиваемых промышленностью, должно быть согласовано в установленном порядке.

Примечания: 1. В настоящих нормах обозначения классов арматуры приняты согласно действующим государственным стандартам на арматурную сталь и будут уточнены при пересмотре СТ СЭВ 1406-78.

2. В обозначении классов термически и термомеханически упрочненной стержневой арматуры с повышенной стойкостью к коррозионному растрескиванию под напряжением добавляется буква К (например, Ат-IVК); свариваемой ⎯ буква С {например, Ат-IVС); свариваемой и повышенной стойкости к коррозионному растрескиванию под натяжением — буквы СК (например, Ат-VСК).

3. В обозначении горячекатаной стержневой арматуры буква в" употребляется для арматуры, упрочненной вытяжкой, А-IIIв, а буква с" — для арматуры специального назначения Ас-II.

4. В настоящих нормах для краткости используются следующие термины: стержень" — для обозначения арматуры любого диаметра, вида и профиля независимо от того, поставляется она в прутках или мотках (бунтах); диаметр" (*d*), если не оговорено особо, означает номинальный диаметр стержня.

**2.18\*.** Выбор арматурной стали следует произво­дить в зависимости от типа конструкции, наличия предварительного напряжения, а также от условий возведения и эксплуатации здания или сооружения в соответствии с указаниями пп. 2.19\*—2.22\*, 2.23, 2.24\* и с учетом необходимой унификации армату­ры конструкции по классам, диаметрам и т. п.

**2.19\*.** В качестве ненапрягаемой арматуры желе­зобетонных конструкций следует применять:

а) стержневую арматуру класса Ат-IVС — для продольной арматуры;

б) стержневую арматуру классов А-III и Ат-IIIС — для продольной и поперечной арматуры;

в) арматурную проволоку класса Вр-I — для по­перечной и продольной арматуры;

г) стержневую арматуру классов А-I, А-II и Ас-II — для поперечной арматуры, а также для про­дольной арматуры, если другие виды ненапрягаемой арматуры не могут быть использованы;

д) стержневую арматуру классов А-IV, Ат-IV и Ат-IVК — для продольной арматуры в вязаных кар­касах и сетках (см. п. 5.32\*);

е) стержневую арматуру классов А-V, Ат-V, Ат-VК, Ат-VСК, А-VI, Ат-VI, Ат-VIК, Ат-VII ⎯ для продольной сжатой арматуры, а также для продоль­ной сжатой и растянутой арматуры при смешанном армировании конструкции (наличии в них напряга­емой и ненапрягаемой арматуры) в вязаных карка­сах и сетках.

В качестве ненапрягаемой арматуры железобетонных конструкций допускается применять арматуру класса А-IIIв для продольной растянутой арматуры в вязаных каркасах и сетках.

Арматуру классов А-III, Ат-IIIС, Ат-IVС, Вр-I, А-I, А-II и Ас-II рекомендуется применять в виде сварных каркасов и сеток.

Допускается использовать в сварных сетках и каркасах арматуру классов А-IIIв, Ат-IVК (из ста­ли марок 10ГС2 и 08Г2С) и Ат-V (из стали марки 20ГС) при выполнении крестообразных соединений контактно-точечной сваркой (см. п. 5.32\*).

**2.20\*.** В конструкциях с ненапрягаемой армату­рой, находящихся под давлением газов, жидкостей и сыпучих тел, следует применять стержневую арма­туру классов А-II, А-I, А-III и Ат-IIIС и арматурную проволоку класса Вр-I.

**2.21\*.** В качестве напрягаемой арматуры предва­рительно напряжен­ных конструкций следует приме­нять:

а) стержневую арматуру классов А-V, Ат-V, Ат-VК, Ат-VСК, А-VI, Ат-VI, Ат-VIК и Ат-VII;

6) арматурную проволоку классов В-II, Вр-II и арматурные канаты классов К-7 и К-19.

В качестве напрягаемой арматуры допускается применять стержневую арматуру классов А-IV, Ат-IV, Ат-IVС, Ат-IVК и А-IIIв.

В конструкциях до 12 м включ. следует преиму­щественно применять стержневую арматуру клас­сов Ат-VII, Ат-VI и Ат-V мерной длины.

Примечание. Для армирования предварительно напряженных конструкций из легкого бетона классов В7,5 ⎯ В12,5 следует применять стержневую арматуру классов А-IV, Aт-IV, Ат-IVС, Ат-IVК и А-IIIв.

**2.22\*.** В качестве напрягаемой арматуры предва­рительно напряженных железобетонных элементов, находящихся под воздействием газов, жидкостей и сыпучих тел, следует применять:

а) арматурную проволоку классов В-II, Вр-II и арматурные канаты классов К-7 и К-19;

6) стержневую арматуру классов А-V, Ат-V, Ат-VК, Ат-VСК, А-VI, Ат-VI, Ат-VIК и Ат-VII;

в) стержневую арматуру классов А-IV, Ат-IV, Ат-IVК и Ат-IVС.

В таких конструкциях допускается применять также арматуру класса А-IIIв.

В качестве напрягаемой арматуры конструкций, предназначенных для эксплуатации в агрессивной среде, следует преимущественно применять армату­ру класса А-IV, а также классов Ат-VIК, Ат-VК, Ат-VСК, Ат-IVК и арматуру других видов в соответствии со СНиП 2.03.11-85.

**2.23.** При выборе вида и марок стали для армату­ры, устанавливаемой по расчету, а также прокатных сталей для закладных деталей должны учитываться температурные условия эксплуатации конструкций и характер их нагружения согласно обязательным приложениям 1\* и 2.

В климатических зонах с расчетной зимней тем­пературой ниже минус 40 С при проведении строи­тельно-монтажных работ в холодное время года не­сущая способность в стадии возведения конструк­ций с арматурой, допускаемой к применению толь­ко в отапливаемых зданиях, должна быть обеспече­на исходя из расчетного сопротивления арматуры с понижающим коэффициентом 0,7 и расчетной на­грузки с коэффициентом надежности по нагрузке γ*f =* 1,0.

**2.24\*.** Для монтажных (подъемных) петель эле­ментов сборных железобетонных и бетонных конст­рукций должна применяться горячекатаная арматур­ная сталь класса Ас-II марки 10ГT и класса А-I ма­рок ВСт3сп2 и ВСт3пс2, а также класса А-I по ТУ 14-2-736-87 (особенно для конструкций, пред­назначенных для применения в районах с расчет­ной температурой ниже минус 30 С).

В случае, если возможен монтаж конструкций при расчетной зимней температуре ниже минус 40 С, для монтажных петель не допускается приме­нять сталь марки ВСт3пс2.

**2.24а\*.** В настоящих нормах в дальнейшем в слу­чаях, когда нет необходимости указывать конкрет­ный вид стержневой арматуры (горячекатаной, термомеханически упрочненной), при ее обозначении используется обозначение соответствующего класса горячекатаной арматурной стали (например, под классом А-V подразумевается арматура классов A-V, Ат-V, Ат-VК и Ат-VСК).

**Нормативные и расчетные**

**характеристики арматуры**

**2.25\*.** За нормативные сопротивления арматуры *Rsn* принимаются наименьшие контролируемые зна­чения:

для стержневой арматуры, высокопрочной проволоки и арматурных канатов — предела текучести, физического или условного (равного значению напряжений, соответствующих остаточному относи­тельному удлинению 0,2 %);

для обыкновенной арматурной проволоки — на­пряжения, равного 0,75 временного сопротивления разрыву, определяемого как отношение разрывно­го усилия к номинальной площади сечения.

Указанные контролируемые характеристики ар­матуры принимаются в соответствии с государствен­ными стандартами или техническими условиями на арматурную сталь и гарантируются с вероятностью не менее 0,95.

Нормативные сопротивления *Rsn* для основных видов стержневой и проволочной арматуры приве­дены соответственно в табл. 19\* и 20.

Таблица 19\*

|  |  |
| --- | --- |
| Стержневая арматура классов | Нормативные сопротивления растяжению *Rsn*  и расчетные сопротивления растяжению  для предельных состояний второй группы *Rs,ser*, МПа (кгс/см2) |
| А-I | 235 (2400) |
| А-II | 295 (3000) |
| А-III | 390 (4000) |
| А-IV | 590 (6000) |
| А-V | 788 (8000) |
| А-VI | 980 (10 000) |
| Ат-VII | 1175 (12 000) |
| А-IIIв | 540 (5500) |

Примечание. Обозначения классов арматуры — в соответствии с п. 2.24а\*.

**2.26\*.** Расчетные сопротивления арматуры растя­жению *Rs* для предельных состояний первой и вто­рой групп определяются по формуле

 (10)

где γ*s* — коэффициент надежности по арматуре, при­нимаемый по табл. 21\*.

Расчетные сопротивления арматуры растяжению (с округлением) для основных видов стержневой и проволочной арматуры при расчете конструкций по предельным состояниям первой группы приведены соответственно в табл. 22\* и 23, а при расчете по предельным состояниям второй группы — в табл. 19\* и 20.

Таблица 20

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
| Проволочная арматура классов | Диаметр арматуры, мм | Нормативные сопротивления растяжению *Rsn* и рас­четные сопротивления растяжению для предельных состояний второй группы *Rs,ser*, МПа (кгс/см2) |
| Вр-I | 3 | 410 (4200) |
|  | 4 | 405 (4150) |
|  | 5 | 395 (4050) |
| B-II | 3 | 1490 (15 200) |
|  | 4 | 1410 (14 400) |
|  | 5 | 1335 (13 600) |
|  | 6 | 1255 (12 800) |
|  | 7 | 1175 (12 000) |
|  | 8 | 1100 (11 200) |
| Вр-II | 3 | 1460 (14 900) |
|  | 4 | 1370 (14 000) |
|  | 5 | 1255 (12 800) |
|  | 6 | 1175 (12 000) |
|  | 7 | 1100 (11 200) |
|  | 8 | 1020 (10 400) |
| К-7 | 6 | 1450 (14 800) |
|  | 9 | 1370 (14 000) |
|  | 12 | 1335 (13 600) |
|  | 15 | 1295 (13 200) |
| К-19 | 14 | 1410 (14 400) |

Таблица 21\*

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
| Арматура | Коэффициент надежности  по арматуре γ*s* при расчете конструкций  по предельным состояниям | |
|  | первой группы | второй группы |
| Стержневая классов:  А-I, А-II | 1,05 | 1,00 |
| А-III диаметром, мм:  6 ⎯ 8 | 1,10 | 1,00 |
| 10 ⎯ 40 | 1,07 | 1,00 |
| А-IV, А-V | 1,15 | 1,00 |
| А-VI, Ат-VII | 1,20 | 1,00 |
| А-IIIв с контролем:  удлинения и напря­жения | 1,10 | 1,00 |
| только удлинения | 1,20 | 1,00 |
| Проволочная классов:  Вр-I | 1,10 | 1,00 |
| В-II, Вр-II | 1,20 | 1,00 |
| К-7, К-19 | 1,20 | 1,00 |

Примечание. Обозначения классов арматуры — в соответствиис п. 2.24а\*.

Таблица 22\*

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| Стержневая | Расчетные сопротивления арматуры для предельных состояний первой группы, МПа (кгс/см2) | | |
| арматура классов | растяжению | |  |
|  | продольной *Rs* | поперечной (хомутов и отогнутых стержней) *Rsw* | сжатию *Rsc* |
| А-I | 225 (2300) | 175 (1800) | 225 (2300) |
| А-II | 280 (2850) | 225 (2300) | 280 (2850) |
| А-III диаметром, мм:  6 ⎯ 8 | 355 (3600) | 285\* (2900) | 355 (3600) |
| 10—40 | 365 (3750) | 290\* (3000) | 365 (3750) |
| А-IV | 510 (5200) | 405 (4150) | 450 (4600)\*\* |
| А-V | 680 (6950) | 545 (5550) | 500 (5100)\*\* |
| А-VI | 815 (8300) | 650 (6650) | 500 (5100)\*\* |
| Aт-VII | 980 (10 000) | 785 (8000) | 500 (5100)\*\* |
| А-IIIв с контролем:  удлинения и напряжения | 490 (5000) | 390 (4000) | 200 (2000) |
| только удлинения | 450 (4600) | 360 (3700) | 200 (2000) |

\_\_\_\_\_\_\_\_\_\_\_\_\_

\* В сварных каркасах для хомутов из арматуры класса А-III, диаметр которых меньше 1/3 диаметра продольных стержней, значения *Rsw* принимаются равными 255 МПа (2600 кгс/см2).

\*\* Указанные значения *Rsc* принимаются для конструк­ций их тяжелого, мелкозернистого и легкого бетонов при учете в расчете нагрузок, указанных в поз. 2а табл. 15; при учете нагрузок, указанных в поз. 2б табл. 15, прини­мается значение *Rsc =* 400 МПа. Для конструкций их ячеис­того и поризованного бетонов во всех случаях следует принимать значение *Rsc* = 400 МПа (4100 кгс/см2).

Примечания: 1. В тех случаях, когда по каким-ли­бо соображениям ненапрягаемая арматура классов выше А-III используется в качестве расчетной поперечной арматуры (хомутов и отогнутых стержней), ее расчетные сопротивления *Rsw* принимаются как для арматуры класса А-III.

2. Обозначения классов арматуры — в соответствии с п. 2.24а\*.

**2.27\*.** Расчетные сопротивления арматуры сжа­тию *Rsc*, используемые при расчете конструкций по предельным состояниям первой группы, при наличии сцепления арматуры с бетоном следует принимать по табл. 22\* и 23.

При расчете в стадии обжатия конструкций значение *Rsc* следует принимать не более 330 МПа, а для арматуры класса А-IIIв ⎯ равным 170 МПа.

При отсутствии сцепления арматуры с бетоном принимается значение *Rsc* = 0.

**2.28.** Расчетные сопротивления арматуры для предельных состояний первой группы снижаются (или повышаются) путем умножения на соответст­вующие коэффициенты условий работы γ*si*, учитывающие либо опасность усталостного разрушения, неравномерное распределение напряжении в сече­нии, условия анкеровки, низкую прочность окружа­ющего бетона и т. п., либо работу арматуры при напряжениях выше условного предела текучести, из­менение свойств стали в связи с условиями изготов­ления и т. д.

Расчетные сопротивления арматуры для предель­ных состояний второй группы *Rs,ser* вводят в расчет с γ*s* = 1,0.

Расчетные сопротивления поперечной арматуры (хомутов и отогнутых стержней) *Rsw* снижаются по сравнению с *Rs* путем умножения на коэффициенты условий работы γ*s*1 и γ*s*2:

а) независимо от вида и класса арматуры — на коэффициент γ*s*1 = 0,8, учитывающий неравномер­ность распределения напряжений в арматуре по дли­не рассматриваемого сечения;

б) для стержневой арматуры класса А-III диамет­ром менее 1/3 диаметра продольных стержней и для проволочной арматуры класса Вр-I в сварных карка­сах ⎯ на коэффициент γ*s*2 = 0,9, учитывающий возможность хрупкого разрушения сварного соедине­ния.

Таблица 23

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| Проволочная | Диаметр | Расчетные сопротивления арматуры для предельных состояний первой группы, МПа (кгс/см2) | | |
| арматура | арматуры, | растяжению | |  |
| классов | мм | продольной  *Rs* | поперечной (хомутов и отогнутых стержней) *Rsw* | сжатию *Rsc* |
| Вр-I | 3 | 375 (3850) | 270 (2750); 300\* (3050) | 375 (3850) |
|  | 4 | 365 (3750) | 265 (2700); 295\* (3000) | 365 (3750) |
|  | 5 | 360 (3700) | 260 (2650); 290\* (2950) | 360 (3700) |
| В-II | 3 | 1240 (12 650) | 990 (10 100) | 400 (4000) |
|  | 4 | 1180 (12 000) | 940 (9600) | 400 (4000) |
|  | 5 | 1110 (11 300) | 890 (9000) | 400 (4000) |
|  | 6 | 1050 (10 600) | 835 (8550) | 400 (4000) |
|  | 7 | 980 (10 000) | 785 (8000) | 400 (4000) |
|  | 8 | 915 (9300) | 730 (7450) | 400 (4000) |
| Вр-II | 3 | 1215 (12 400) | 970 (9900) | 400 (4000) |
|  | 4 | 1145 (11 700) | 915 (9350) | 400 (4000) |
|  | 5 | 1045 (10 700) | 835 (8500) | 400 (4000) |
|  | 6 | 980 (10 000) | 785 (8000) | 400 (4000) |
|  | 7 | 915 (9300) | 730 (7450) | 400 (4000) |
|  | 8 | 850 (8700) | 680 (6950) | 400 (4000) |
| К-7 | 6 | 1210 (12 300) | 965 (9850) | 400 (4000) |
|  | 9 | 1145 (11 650) | 915 (9350) | 400 (4000) |
|  | 12 | 1110 (11 300) | 890 (9050) | 400 (4000) |
|  | 15 | 1080 (11 000) | 865 (8800) | 400 (4000) |
| К-19 | 14 | 1175 (12 000) | 940 (9600) | 400 (4000) |

\_\_\_\_\_\_\_\_\_\_\_\_\_

\*Для случая применения в вязаных каркасах.

Расчетные сопротивления растяжению поперечной арматуры (хомутов и отогнутых стержней) *Rsw с* учетом указанных коэффициентов условий работы γ*s*1 и γ*s*2 приведены в табл.22\* и 23.

Кроме того, расчетные сопротивления *Rs*, *Rsc*, *Rsw* соответствующих случаях следует умножать на коэффициенты условий работы арматуры соглас­но табл. 24\*⎯26\* и 27.

**2.29.** Длину зоны передачи напряжений *lp* для напрягаемой арматуры без анкеров следует опреде­лять по формуле

 (11)

где ω*p* и λ*p* принимаются по табл.28.

К значению *Rbp* при необходимости вводятся ко­эффициенты условий работы бетона, кроме γ*s*2.

Величина *σsp* в формуле (11) принимается равной:

при расчете элементов по прочности — большему из значений *Rs* и *σsp*;

при расчете элементов по трещиностойкости ⎯ значению *σsp*. Здесь *σsp* принимается с учётом первых потерь по поз. 1—5 табл. 5.

В элементах из мелкозернистого бетона группы Б и из легкого бетона при пористом мелком запол­нителе (кроме классов В7,5—В12,5) значения ω*p* и λ*p* увеличиваются в 1,2 раза против приведенных в табл. 28.

Таблица 24\*

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| Факторы, обуславливающие введение | Характеристика | Класс | Коэффициент условий работы арматуры | |
| коэффициента условий работы арматуры | арматуры | арматуры | условное обозначение | числовое значение |
| 1. Работа арматуры на действие попереч­ных сил | Поперечная | Независимо от класса | γ*s*1 | См. п. 2.28\* |
| 2. Наличие сварных со­единений арматуры при действии попе­речных сил |  | А-III и Вр-I | γ*s*2 | То же |
| 3. Многократно повторяющаяся нагрузка | Продольная и поперечная | Независимо от класса | γ*s*3 | См. табл. 25\* |
| 4. Наличие сворных соединений при многократном повторении нагрузки | Продольная и поперечная при наличии сварных соединений арматуры | А-I, А-II, A-III, A-IV, А-V | γ*s*4 | См. табл. 26\* |
| 5. Зона передачи напряжений для арма­туры без анкеров и зона анкеровки ненапрягаемой ар­матуры | Продольная напрягаемая  Продольная ненапрягаемая | Независимо от класса  То же | γ*s*5 | В формулах поз. 5:  *lx —* расстояние от начала зоны передачи напряжений до рассматриваемого сечения;  *lp*, *lan* ⎯ соответственно длина зоны передачи напряжений и зоны анкеровки арматуры (см. пп. 2.29 и 5.14) |
| 6. Работа высокопрочной арматуры при напряжениях выше условного предела текучести | Продольная растянутая | А-IV; А-V; А-VI; Ат-VII; B-II; Вр-II; К-7; К-19 | γ*s*6 | Согласно указаниям п. 3.13\* |
| 7. Элементы из легкого бетона класса В7,5 и ниже | Поперечная | А-I; Вр-I | γ*s*7 | 0,8 |
| 8. Элементы из ячеистого бетона класса В7,5 и ниже | Продольная сжатая  Поперечная | Независимо от класса  То же | γ*s*8 |  |
| 9. Защитное покрытие арматуры в элементах из ячеистого бе­тона | Продольная сжатая |  | γ*s*9 | См. табл. 27 |

Примечания: 1. Коэффициенты γ*s*3 и γ*s*4 по поз. 3 и 4 настоящей таблицы учитываются только при расчете на выносливость; для арматуры, имеющей сварные соединения, указанные коэффициенты учитываются одновременно.

2. Коэффициент γ*s*5 по поз. 5 настоящей таблицы вводится кроме расчетных сопротивлений *Rs* и к предварительному напряжению арматуры *σsp*.

3. В формулах поз. 8 настоящей таблицы значения *Rsc* и *Rsw* даны в МПа; значения В ⎯ см. п. 2.2.

Таблица 25\*

|  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| Класс арматуры | Коэффициент условий работы арматуры γ*s*3 при многократном повторении нагрузки  с коэффициентом асимметрии цикла *ρs*, равным | | | | | | | | |
|  | 1,0 | 0,2 | 0 | 0,2 | 0,4 | 0,7 | 0,8 | 0,9 | 1,0 |
| А-I | 0,41 | 0,63 | 0,70 | 0,77 | 0,90 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| А-II | 0,42 | 0,51 | 0,55 | 0,60 | 0,69 | 0,93 | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| А-III диаметром, мм:  6 ⎯ 8 | 0,33 | 0,38 | 0,42 | 0,47 | 0,57 | 0,85 | 0,95 | 1,00 | 1,00 |
| 10 ⎯ 40 | 0,31 | 0,36 | 0,40 | 0,45 | 0,55 | 0,81 | 0,91 | 0,95 | 1,00 |
| А-IV | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | 0,38 | 0,72 | 0,91 | 0,96 | 1,00 |
| А-V | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | 0,27 | 0,55 | 0,69 | 0,87 | 1,00 |
| А-VI | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | 0,19 | 0,53 | 0,67 | 0,87 | 1,00 |
| Ат-VII | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | 0,15 | 0,40 | 0,60 | 0,80 | 1,00 |
| Вр-II | ⎯ | ⎯ | ⎯ | — | ⎯ | 0,67 | 0,82 | 0,91 | 1,00 |
| B-II | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | 0,77 | 0,97 | 1,00 | 1,00 |
| К-7 диаметром, мм:  6 и 9 | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | 0,77 | 0,92 | 1,00 | 1,00 |
| 12 и 15 | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | 0,68 | 0,84 | 1,00 | 1,00 |
| К-19 диаметром 14 мм | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | — | 0,63 | 0,77 | 0,96 | 1,00 |
| Вр-I | ⎯ | ⎯ | 0,56 | 0,71 | 0,85 | 0,94 | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| А-IIIв с контролем:  удлинений и напряжений | ⎯ | ⎯ | ⎯ | ⎯ | 0,41 | 0,66 | 0,84 | 1,00 | 1,00 |
| только удлинений | ⎯ | — | ⎯ | ⎯ | 0,46 | 0,73 | 0,93 | 1,00 | 1,00 |

*Обозначения, принятые в табл. 25\*: *

где *σs,min*, *σs,max* ⎯ соответственно наименьшее и наибольшее напряжения в арматуре в пределах цикла изменения нагрузки, определяемые согласно п. 3.47.

Примечание. При расчете изгибаемых элементов из тяжелого бетона с ненапрягаемой арматурой для продольной ар­матуры принимается:



где *Mmin*, *Mmax ⎯* соответственно наименьший и наибольший изгибающие моменты в расчетном сечении элемента в пределах цикла изменения нагрузки.

Таблица 26\*

|  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| Класс  арматуры | Группа сварных | Коэффициент условий работы арматуры  γ*s*4 при многократном повторении нагрузки  и коэффициенте асимметрии цикла *ρs*, равном | | | | | | |
|  | соединений | 0 | 0,2 | 0,4 | 0,7 | 0,8 | 0,9 | 1,0 |
| А-I; А-II | 1 | 0,90 | 0,95 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
|  | 2 | 0,65 | 0,70 | 0,75 | 0,90 | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
|  | 3 | 0,25 | 0,30 | 0,35 | 0,50 | 0,65 | 0,85 | 1,00 |
|  | 4 | 0,20 | 0,20 | 0,25 | 0,30 | 0,45 | 0,65 | 1,00 |
| А-III | 1 | 0,90 | 0,95 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
|  | 2 | 0,60 | 0,65 | 0,65 | 0,70 | 0,75 | 0,85 | 1,00 |
|  | 3 | 0,20 | 0,25 | 0,30 | 0,45 | 0,60 | 0,80 | 1,00 |
|  | 4 | 0,15 | 0,20 | 0,20 | 0,30 | 0,40 | 0,60 | 1,00 |
| А-IV | 1 | ⎯ | — | 0,95 | 0,95 | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
|  | 2 | ⎯ | — | 0,75 | 0,75 | 0,80 | 0,90 | 1,00 |
|  | 3 | ⎯ | ⎯ | 0,30 | 0,35 | 0,55 | 0,70 | 1,00 |
| А-V | 1 | — | ⎯ | 0,95 | 0,95 | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| горячекатаная | 2 | *⎯* | — | 0,75 | 0,75 | 0,80 | 0,90 | 1,00 |
|  | 3 | ⎯ | ⎯ | 0,35 | 0,40 | 0,50 | 0,70 | 1,00 |

Примечания: 1. Группы сварных соединений, приведенные в настоящей таблице, включают следующие типы сварных соединений по ГОСТ 14098—85, допускаемые для конструкций, рассчитываемых на выносливость:

1-я группа — стыковые типов С3-Км, С4-Кп;

2-я ⎯ крестообразное типа К1-Кт; стыковые типов С1-Ко, С5-Мф, С6-Мп, С7-Рв, С8-Мф, С9-Мп, С10-Рв и С20-Рм ⎯ все соединения при отношении диаметров стержней, равном 1,0;

3-я — крестообразное типа К2-Кт; стыковые типов С11-Мф, С12-Мп, С13-Рв, С14-Мп, С15-Рс, С16-Мо, С17-Мп, С18-Мо, С19-Рм, С21-Рн и С22-Ру; тавровые типов Т6-Кс, Т7-Ко;

4-я ⎯ нахлесточные типов Н1-Рш, Н2-Кр и Н3-Кп; тавровые типов Т1-Мф, Т2-Рф и Т12-Рз.

2. В таблице даны значения γ*s*4 для арматуры диаметром до 20 мм.

3. Значения коэффициента γ*s*4 должны быть снижены на 5 % при диаметре стержней 22— 32 мм и на 10 % при диаметре свыше 32 мм.

Таблица 27

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
| Защитное покрытие | Коэффициенты условий работы γ*s*9  при арматуре | |
|  | гладкой | периодичес­кого профиля |
| 1. Цементно-полистирольное, латексно-минеральное | 1,0 | 1,0 |
| 2. Цементно-битумное (холодное) при арматуре диаметром, мм:  6 и более | 0,7 | 1,0 |
| менее 6 | 0,7 | 0,7 |
| 3. Битумно-силикатное (горячее) | 0,7 | 0,7 |
| 4. Битумно-глинистое | 0,5 | 0,7 |
| 5. Сланцебитумное, цементное | 0,5 | 0,5 |

Таблица 28

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| Вид и класс  арматуры | Диаметр арматуры, мм | Коэффициенты для определения длины зоны передачи напряжений *lp* напрягаемой арматуры, применяемой без анкеров | |
|  |  | ω*p* | λ*p* |
| 1. Стержневая периодического профиля независимо от класса | Независимо от диаметра | 0,25 | 10 |
| 2. Высокопрочная арматурная | 5 | 1,40 | 40 |
| проволока периодического профиля | 4 | 1,40 | 50 |
| класса Вр-II | 3 | 1,40 | 60 |
| 3. Арматурные канаты классов:  К-7 | 15 | 1,00 | 25 |
|  | 12 | 1,10 | 25 |
|  | 9 | 1,25 | 30 |
|  | 6 | 1,40 | 40 |
| К-19 | 14 | 1,00 | 25 |

Примечание. Для элементов из легкого бетона классов В7,5—В12,5 значения ω*p* и λ*p* увеличиваются в 1,4 раза против приведенных в настоящей таблице.

При мгновенной передаче усилия обжатия на бе­тон для стержневой арматуры периодического про­филя значения ω*p* и λ*p* увеличиваются в 1,25 раза. При диаметре стержней свыше 18 мм мгновенная передача усилий не допускается.

Для стержневой арматуры периодического про­филя всех классов значение *lp* принимается не ме­нее 15*d*.

Начало зоны передачи напряжений при мгновен­ной передаче усилия обжатия на бетон для прово­лочной арматуры (за исключением высокопрочной проволоки класса Вр-II с внутренними анкерами по длине заделки) принимается на расстоянии 0,25*lp* от торца элемента.

**2.30.** Значения модуля упругости арматуры *Еs* принимаются по табл. 29\*.

Таблица 29\*

|  |  |
| --- | --- |
| Класс арматуры | Модуль упругости арматуры  *Es* 104, МПа (кгс/см2) |
| А-I, А-II | 21 (210) |
| А-III | 20 (200) |
| А-IV, А-V, А-VI и Ат-VII | 19 (190) |
| А-IIIв | 18 (180) |
| В-II, Вр-II | 20 (200) |
| К-7, К-19 | 18 (180) |
| Вр-I | 17 (170) |

**3. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ БЕТОННЫХ**

**И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ**

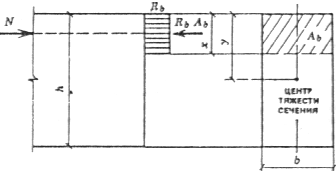
**ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ ПЕРВОЙ ГРУППЫ**

**РАСЧЕТ БЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ**

**ПО ПРОЧНОСТИ**

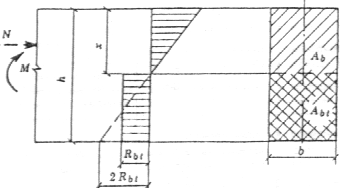
**3.1.** Расчет по прочности бетонных элементов дол­жен производиться для сечений, нормальных к их продольной оси. В зависимости от условий работы элементов они рассчитываются без учета, а также с учетом сопротивления бетона растянутой зоны.

Без учета сопротивления бетона растянутой зоны производится расчет внецентренно сжатых элемен­тов, указанных в п. 1.7а, принимая, что достижение предельного состояния характеризуется разрушени­ем сжатого бетона. Сопротивление бетона сжатию условно представляется напряжениями, равными *Rb*, равномерно распределенными по части сжатой зоны сечения — условной сжатой зоне (черт. 2), сокращенно именуемой в дальнейшем сжатой зоной бетона.



Черт. 2. Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси внецентренно сжатого бетонно­го элемента, рассчитываемого по прочности без учета сопротивления бетона растянутой зоны

С учетом сопротивления бетона растянутой зоны производится расчет элементов, указанных в п. 1.76, а также элементов, в которых не допускаются тре­щины по условиям эксплуатации конструкций (элементов, подвергающихся давлению воды, карнизов, парапетов и др.). При этом принимается, что дости­жение предельного состояния характеризуется раз­рушением бетона растянутой зоны (появлением трещин). Предельные усилия определяются исходя из следующих предпосылок (черт. 3):



Черт. 3. Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нор­мальном к продольной оси изгибаемого (внецентренно сжа­того) бетонного элемента, рассчитываемого по прочности с учетом сопротивления бетона

растянутой зоны.

сечения после деформаций остаются плоскими;

наибольшее относительное удлинение крайнего растянутого волокна бетона равно 2*Rbt/Eb*;

напряжения в бетоне сжатой зоны определяются с учетом упругих (а в некоторых случаях и неупру­гих) деформаций бетона;

напряжения в бетоне растянутой зоны распреде­лены равномерно и равны *Rbt*.

В случаях, когда вероятно образование наклон­ных трещин (например, элементы двутаврового и таврового сечений при наличии поперечных сил), должен производиться расчет бетонных элементов из условий (141) и (142) с заменой расчетных со­противлении бетона для предельных состояний вто­рой группы *Rb,ser* и *Rbt,ser* соответствующими зна­чениями расчетных сопротивлении бетона для пре­дельных состояний первой группы *Rb* и *Rbt*.

Кроме того, должен производиться расчет эле­ментов на местное действие нагрузки (смятие) со­гласно указаниям п. 3.39.

**Внецентренно сжатые элементы**

**3.2.** При расчете внецентренно сжатых бетонных элементов должен приниматься во внимание случай­ный эксцентриситет продольного усилия *еа*, опреде­ляемый согласно указаниям п. 1.21.

**3.3.** При гибкости элементов *l*0/*i* > 14 необходи­мо учитывать влияние на их несущую способность прогибов в плоскости эксцентриситета продольного усилия и в нормальной к ней плоскости путем умно­жения значений *е*0 на коэффициент η (см. п. 3.6). В случае расчета из плоскости эксцентриситета про­дольного усилия значение *е*0 принимается равным значению случайного эксцентриситета.

Применение бетонных внецентренно сжатых эле­ментов (за исключением случаев, предусмотренных п. 1.7б) не допускается при эксцентриситетах прило­жения продольной силы с учетом прогибов *е*0η, пре­вышающих:

а) в зависимости от сочетания нагрузок:

при основном сочетании ....................... 0,9*у*

особом ....................... 0,95*у*

б) в зависимости от вида и класса бетона:

для тяжелого, мелкозернистого

и легкого бетонов класса выше В7,5 .... *у—*1

для других видов и классов бетона ...... *у*⎯2

(здесь *у* — расстояние от центра тяжести сечения до наиболее сжатого волокна бетона, см).

**3.4.** Во внецентренно сжатых бетонных элементах в случаях, указанных в п. 5.48. необходимо преду­смотреть конструктивную арматуру.

**3.5.** Расчет внецентренно сжатых бетонных элементов (см. черт. 2) должен производиться из условия

 (12)

где *Ab —* площадь сжатой зоны бетона, определяе­мая из условия, что ее центр тяжести совпадает с точкой приложения равнодейству­ющей внешних сил.

Для элементов прямоугольного сечения *Ab* опре­деляется по формуле

 (13)

Внецентренно сжатые бетонные элементы, в ко­торых появление трещин не допускается по услови­ям эксплуатации, независимо от расчета из условия (12) должны быть проверены с учетом сопротивления бетона растянутой зоны (см. п. 3.1 и черт. 3) из условия

 (14)

Для элементов прямоугольного сечения условие (14) имеет вид

 (15)

Расчет внецентренно сжатых бетонных элементов указанных в п. 1.7б, должен производиться из условий (14) и (15).

В формулах (12) ⎯ (15):

η — коэффициент, определяемый по форму­ле (19);

α — коэффициент, принимаемый равным для бетона:

тяжелого, мелкозернистого, легкого

и поризованного .......................................1,00

ячеистого автоклавного ...........................0,85

неавтоклавного .......................0,75

*Wpl* ⎯ момент сопротивления сечения для крайнего растянутого волокна с учетом неупругих деформаций растянутого бетона, определяемый в предположении отсутствия продольной силы по формуле

 (16)

*r* ⎯ расстояние от центра тяжести сечения до ядровой точки, наиболее удаленной от растянутой зоны, определяемое по формуле

 (17)

ϕ — см. п. 4.5.

Положение нулевой линии определяется из условия

 (18)

**3.6.** Значение коэффициента η, учитывающего влияние прогиба на значение эксцентриситета про­дольного усилия *е*0, следует определять по формуле

 (19)

где *Ncr —* условная критическая сила, определяемая по формуле

 (20)

В формуле (20):

ϕ*l* — коэффициент, учитывающий влияние длительного действия нагрузки на про­гиб элемента в предельном состоянии, равный:

 (21)

но не более 1 + β,

здесь β *—* коэффициент, принимаемый в зависимости от вида бетона по табл. 30;

*М ⎯* момент относительно растяну­той или наименее сжатой гра­ни сечения от действия посто­янных, длительных и кратко­временных нагрузок;

*Мl —* то же, от действия постоян­ных и длительных нагрузок;

*l*0 — определяется по табл. 31;

δ*e* — коэффициент, принимаемый равным *e*0/*h*, но не менее

 (22)

здесь *Rb* — в МПа.

Таблица 30

|  |  |
| --- | --- |
| Бетон | Коэффициент β  в формуле (21) |
| 1. Тяжелый | 1,0 |
| 2. Мелкозернистый групп:  А | 1,3 |
| Б | 1,5 |
| В | 1,0 |
| 3. Легкий:  при искусственных крупных заполнителях и мелком заполнителе:  плотном | 1,0 |
| пористом | 1,5 |
| при естественных заполнителях | 2,5 |
| 4. Поризованный | 2,0 |
| 5. Ячеистый:  автоклавный | 1,3 |
| неавтоклавный | 1,5 |

Примечание. Группы мелкозернистого бетона приведены в п. 2.3.

Таблица 31

|  |  |
| --- | --- |
| Характер опирания стен и столбов | Расчетная длина *l*0 внецентренно сжатых бетонных элементов |
| 1. С опорами вверху и внизу:  а) при шарнирах на двух кон­цах независимо от величины смещения опор | *Н* |
| б) при защемлении одного из концов и возможном смещении опор для зданий:  многопролетных | 1,25*Н* |
| однопролетных | 1,50*Н* |
| 2. Свободно стоящие | 2,00*Н* |

*Обозначение, принятое в табл.**31: Н —* высота столба (стены) в пределах этажа за вычетом толщины плиты перекрытия или высота свободно стоящей конструкции.

Если изгибающие моменты (или эксцентриситеты) от полной нагрузки и от суммы постоянных и длительных нагрузок имеют разные знаки, то при абсолютном значении эксцентриситета полной нагрузки *е*0, превышающем 0,1*h*, принимают ϕ*l* = 1,0; если это условие не удовлетворяется, значение ϕ*l* принимают равным где ϕ*l*1 определяют по формуле (21), принимал *М* рав­ным произведению продольной силы *N* от действия постоянных, длительных и кратковременных нагрузок на расстояние от центра тяжести до растянутой или наименее сжатой от действия постоянных и дли­тельных нагрузок грани сечения.

**3.7.** Расчет элементов бетонных конструкций на местное сжатие (смятие) должен производиться согласно указаниям пп. 3.39 и 3.40.

**Изгибаемые элементы**

**3.8.** Расчет изгибаемых бетонных элементов (см. черт. 3) должен производиться из условия

 (23)

где α — коэффициент, принимаемый согласно ука­заниям п. 3.5;

*Wpl* — определяется по формуле (16); для элементов прямоугольного сечения *Wpl* принимается равным:

 (24)

**РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ**

**ПО ПРОЧНОСТИ**

**3.9.** Расчет по прочности железобетонных элементов должен производиться для сечений, нормальных к их продольной оси, а также для наклонных к ней сечений наиболее опасного направления. При наличии крутящих моментов следует проверить прочность пространственных сечений, ограниченных в растянутой зоне спиральной трещиной наиболее опасного из возможных направлений. Кроме того, следуют производить расчет элементов на местное действие нагрузки (смятие, продавливание, отрыв).

**Расчет по прочности сечений,**

**нормальных к продольной оси элемента**

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

сопротивление бетона растяжению принимается равным нулю;

сопротивление бетона сжатию представляется напряжениями, равными *Rb* и равномерно распреде­ленными по сжатой зоне бетона;

деформации {напряжения) в арматуре определя­ются в зависимости от высоты сжатой зоны бетона с учетом деформаций (напряжений) от предвари­тельного напряжения (см. п. 3.28\*);

растягивающие напряжения в арматуре принимаются не более расчетного сопротивления растяжению *Rs*;

сжимающие напряжения в арматуре принимаются не более расчетного сопротивления сжатию *Rsc*.

**3.11.** Расчет сечений, нормальных к продольной оси элемента, когда внешняя сила действует в плос­кости оси симметрии сечения и арматура сосредото­чена у перпендикулярных указанной плоскости граней элемента, следует производить а зависимости от соотношения между значением относительной вы­соты сжатой зоны бетона *ξ* = *x*/*h*0, определяемой из соответствующих условий равновесия, и значением относительной высоты сжатой зоны бетона *ξR* (см. п. 3.12\*), при котором предельное состояние элемента наступает одновременно с достижением в растянутой арматуре напряжения, равного расчет­ному сопротивлению *Rs* с учетом соответствующих коэффициентов условий работы арматуры, за иск­лючением коэффициента γ*s*6 (см. п. 3.13\*).

**3.12\*.** Значение *ξR* определяется по формуле

 (25)

где ω — характеристика сжатой зоны бетона, оп­ределяемая по формуле

 (26)

здесь α ⎯ коэффициент, принимаемый равным для бетона:

тяжелого ....................................... 0,85

мелкозернистого (см. п. 2.3)

групп:

А..................................................... 0,80

Б и В .............................................. 0,75

легкого, ячеистого и

поризованного .............................. 0,80

Для тяжелого, легкого и поризованного бетонов, под­вергнутых автоклавной обра­ботке, коэффициент α снижа­ется на 0,05;

*Rb ⎯* в МПа;

*σsR* —напряжение в арматуре, МПа, принимаемое для арматуры классов:

А-I, А-II, А-III, А-IIIв, *σsR =* *Rs* *σsp*;

Вр-I

А-IV, А-V, А-VI и Ат-VII *σsR* = *Rs* + 400 *σsp*  Δ*σsp*;

В-II, Вр-II, К-7 и К-19 *σsR* = *Rs* + 400 *σsp*,

здесь *Rs* — расчетное сопротивление арматуры растя­жению с учетом соответствующих коэф­фициентов условий работы арматуры γ*si*, за исключением γ*s*6 (см. п. 3.13\*);

*σsp* ⎯ принимается при коэффициенте γ*sp* < 1,0.

Δ*σsp ⎯* см. п. 3.28\*;

*σsc,u* ⎯ предельное напряжение в арматуре сжа­той зоны, принимаемое для конструкций из тяжелого, мелкозернистого и легкого бетонов в зависимости от учитываемых в расчете нагрузок по табл. 15\*: по поз. 2а ⎯ равным 500 МПа, по поз. 2б ⎯ равным 400 МПа. Для конструкций из ячеистого и поризованного бетонов во всех случаях значение принимается рав­ным 400 МПа. При расчете элементов в стадии обжатия значение *σsc,u* = 330 МПа.

Значения *ξR*, определяемые по формуле (25), для элементов из ячеистого бетона следует принимать не более 0,6.

**3.13\*.** При расчете по прочности железобетонных элементов с высокопрочной арматурой классов А-IV, А-V, А-VI, Ат-VII, В-II, Вр-II, К-7 и К-19 при соблюдении условия *ξ* < *ξR* расчетное сопротивле­ние арматуры *Rs* должно быть умножено на коэф­фициент γ*s*6 (см. поз. 6 табл. 24\*), определяемый по формуле

 (27)

где η — коэффициент, принимаемый равным для арматуры классов:

А-IV .............................................1,20

A-V, В-II, Bр-II, К-7 и К-19 .......1,15

А-VI и Ат-VII ..............................1,10

Для случая центрального растяжения, а также внецентренного растяжения продольной силой, рас­положенной между равнодействующими усилий в арматуре, значение γ*s*6 принимается равным η.

При наличии сварных стыков в зоне элемен­та с изгибающими моментами, превышающими 0,9*Mmax* (где *Mmax ⎯* максимальный расчетный момент), значение коэффициента γ*s*6 для арматуры классов А-IV и А-V принимается не более 1,10, а классов А-VI и Ат-VII ⎯ не более 1,05.

Коэффициент γ*s*6 не следует учитывать для эле­ментов:

рассчитываемых на действие многократно повто­ряющейся нагрузки;

армированных высокопрочной проволокой, рас­положенной вплотную (без зазоров);

эксплуатируемых в агрессивной среде.

**3.14.** Для напрягаемой арматуры, расположен­ной в сжатой зоне при действии внешних сил или в стадии обжатия и имеющей сцепление с бетоном, расчетное сопротивление сжатию *Rsc* (см. пп. 3.15, 3.16, 3.20, 3.27) должно быть заменено напряже­нием *σsc*, равным (*σsc,u* *σ’sp*), МПа, но не более *Rsc*, где *σ’sp* определяется при коэффициенте γ*sp* > 1,0, *σsc,u* ⎯ см. п. 3.12\*.

*Изгибаемые* *элементы* *прямоугольного, таврового,*

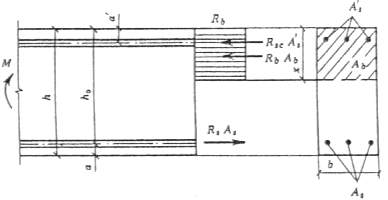
*двутаврового и кольцевого сечений*

**3.15.** Расчет прямоугольных сечений изгибаемых элементов, указанных в п. 3.11 (черт. 4), при  должен производиться из условия

 (28)

при этом высота сжатой зоны *х* определяется из формулы

 (29)



Черт. 4. Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси изгибаемого железобетонного элемента,

при расчете его по прочности

**3.16.** Расчет сечений, имеющих полку в сжатой зоне, при *ξ* = *х*/*h*0 ≤ *ξR* должен производиться в за­висимости от положения границы сжатой зоны:

а) если граница проходит в полке (черт. 5, *а*),т. е. соблюдается условие

 (30)

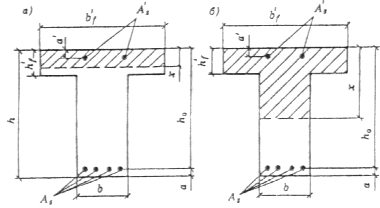
расчет производится как для прямоугольного сече­ния шириной *b’f* согласно указаниям п. 3.15;

б) если граница проходит в ребре (черт. 5, *б*),т. е. условие (30) не соблюдается, расчет произво­дится из условия

 (31)

при этом высота сжатой зоны бетона *х* определяется из формулы

 (32)



Черт. 5. Положение границы сжатой зоныв сечении

изгибаемого железобетонного элемента

*а* — в полке; *б —* в ребре

Значение *b’f*  вводимое в расчет, 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, *h’f* < 0,1*h* 6 *h’f*;

в) при консольных свесах полки:

при *h’f* ≥ 0,1*h* .............................................. 6 *h’f*;

0,05*h* ≤ *h’f* < 0,1*h* ................................. 3 *h’f*

*h’f* < 0,05*h* .............. свесы не учитываются

**3.17.** При расчете по прочности изгибаемых эле­ментов рекомендуется соблюдать условие *х* ≤ *ξRh*0. В случае, когда площадь сечения растянутой армату­ры по конструктивным соображениям или из расче­та по предельным состояниям второй группы приня­та большей, чемэто требуется для соблюдения усло­вия *х* ≤ *ξRh*0, расчет следует производить по форму­лам для общего случая {см. п. 3.28\*).

Если полученное из расчета по формулам (29) или (32) значение *х* > *ξRh*0, допускается произво­дить расчет из условий (28) и (31), определяя высо­ту сжатой зоны соответственно из формул:

 (33)

 (34)

где  (35)

здесь *ξ* = *х/h*0 (*x* подсчитывается при значениях *Rs* с учетом соответствующих коэффициентов условий работы арматуры);

*σsp* ⎯ определяется при коэффициенте γ*sp* > 1,0.

Для элементов из бетона класса B30 и ниже с ненапрягаемой арматурой классов А-I, А-II, А-III и Вр-I при *x* > *ξRh*0 допускается также производить расчет из условий (28) и (31), подставляя в них значение *х* = *ξRh*0.

**3.18.** Расчет изгибаемых элементов кольцевого сечения при соотношении внутреннего и наружного радиусов *r*1/*r*2≥ 0,5 с арматурой, равномерно распределенной по длине окружности (при числе продольных стержней не менее 6), должен производить­ся как для внецентренно сжатых элементов соглас­но указаниям п. 3.21\*, принимая в формулах {41) и (42) значение продольной силы *N* *=* 0 и подставляя в формулу (40) вместо *Ne*0 значение изгибаю­щего момента *М.*

*Внецентренно сжатые элементы*

*прямоугольного и кольцевого сечений*

**3.19.** При расчете внецентренно сжатых железо­бетонных элементов необходимо учитывать слу­чайный начальный эксцентриситет согласно указа­ниям п. 1.21, а также влияние прогиба на их несущую способность согласно указаниям п. 3.24.

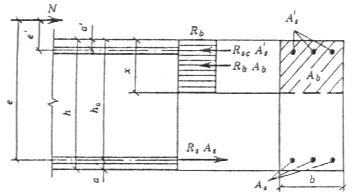
**3.20.** Расчет прямоугольных сечений внецентренно сжатых элементов, указанных в п. 3.11, следует производить:

а) при *ξ* = *x/h*0 ≤ *ξR* (черт. 6) из условия

 (36)

при этом высота сжатой зоны определяется из фор­мулы

 (37)



Черт. 6. Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нор­мальном

к продольной оси внецентренно сжатого железобетонного элемента,

при расчете его по прочности

б) при *ξ* = *x/h*0 > *ξR* — также из условия (36), но при этом высота сжатой зоны определяется:

для элементов из бетона класса В30 и ниже с ненапрягаемой арматурой классов А-I, А-II, А-III — из формулы

 (38)

где  (39)

для элементов из бетона класса выше В30, а так­же для элементов с арматурой класса выше А-III (ненапрягаемой и напрягаемой) — из формул (66) и (67) или (68).

**3.21\*.** Расчет внецентренно сжатых элементов кольцевого сечения при соотношении внутреннего и наружного радиусов *r*1/*r*2 ≥ 0,5 с арматурой, рав­номерно распределенной по длине окружности (при числе продольных стержней не менее 6), должен производиться из условия

 (40)

при этом величина относительной площади сжатой зоны бетона определяется по формуле

 (41)

Если полученное из расчета по формуле (41) *ξcir* < 0,15, в условие (40) подставляется значение *ξcir*, определяемое по формуле

 (42)

при этом значения ϕ*s* и z*s* определяются по форму­лам (43) и (44), принимая *ξcir* = 0,15.

В формулах (40) ⎯ (42):

*rm* ⎯ полусумма внутреннего и наружного ра­диусов;

*rs* — радиус окружности, проходящей через центры тяжести стержней арматуры;

*As,tot —* площадь сечения всей продольной арма­туры;

ϕ*s* — коэффициент, определяемый по формуле

 (43)

z*s* — расстояние от равнодействующей в арма­туре растянутой зоны до центра тяжести сечения, определяемое по формуле

 (44)

но принимаемое не более *rs*;

*σsp* — определяется при коэффициенте γ*sp* > 1,0;

ω1 — коэффициент, определяемый по формуле

 (45)

здесь η*r* ⎯ коэффициент, принимаемый равным для арматуры классов:

А-I, А-II, А-III ................................1,0

А-IV, А-V, А-VI, Ат-VII, B-II,

Вр-II, К-7 и К-19.............................1,1

ω2 *—* коэффициент, определяемый по формуле

 (46)

где значение δ принимается равным:

 (47)

здесь *Rs* ⎯ в МПа.

Если вычисленное по формуле (43) значение ϕ*s* ≤ 0, то в условие (40) подставляются ϕ*s* = 0 и значение *ξcir*, полученное по формуле (41) при ω1 = ω2 = 0.

**3.22\*.** Расчет элементов сплошного сечения из тя­желого и мелкозернистого бетонов с косвенным армированием следует производить согласно указа­ниям пп. 3.20 и 3.28\*, вводя в расчет лишь часть площади бетонного сечения *Aef*, ограниченную ося­ми крайних стержней сетки или спирали, и подстав­ляя в расчетные формулы (36)⎯(38), (65) и (66) вместо *Rb* приведенную призменную прочность бетона *Rb,red*, а при высокопрочной арматуре вместо *Rsc* ⎯ значение *Rsc,red*.

Гибкость *l*0/*ief* элементов с косвенным армиро­ванием не должна превышать при косвенном арми­ровании сетками — 55, спиралью — 35, где *ief —* ра­диус инерции части сечения, вводимой в расчет.

Значения *Rb,red* определяются по формулам:

а) при армировании сварными поперечными сет­ками

 (48)

где *Rs,xy ⎯* расчетное сопротивление арма­туры сеток;

 (49)

здесь *nx*, *Asx*, *lx* ⎯ соответственно число стержней, площадь поперечного сечения и длина стержня сетки (считая в осях крайних стержней) в од­ном направлении;

*ny*, *Asy*, *ly —* то же, в другом направлении;

*Аef —* площадь сечения бетона, заклю­ченного внутри контура сеток;

*s —* расстояние между сетками;

ϕ — коэффициент эффективности косвенного армирования, определяемый по формуле

 (50)

где  (51)

*Rs,xy*, *Rb* ⎯ в МПа.

Для элементов из мелкозернистого бетона значе­ние коэффициента ϕ следует принимать не более единицы.

Площади сечения стержней сетки из единицу дли­ны в одном и другом направлении не должны разли­чаться более чем в 1,5 раза;

61 при армировании спиральной или кольцевой арматурой

 (52)

где *Rs,cir* — расчетное сопротивление армату­ры спирали;

*μcir —* коэффициент армирования, рав­ный:

 (53)

здесь *As,cir ⎯* площадь поперечного сечения спиральной арматуры;

*def ⎯* диаметр сечения внутри спи­рали;

*s* — шаг спирали;

*е*0 — эксцентриситет приложения про­дольной силы (без учета влияния прогиба).

Значения коэффициентов армирования, опреде­ляемые по формулам (49) и (53), для элементов из мелкозернистого бетона следует принимать не более 0,04.

Расчетное сопротивление сжатию *Rsc,red* продоль­ной высокопрочной арматуры классов А-IV, А-V, А-VI и Ат-VII для элементов из тяжелого бетона с косвенным армированием сварными сетками оп­ределяется по формуле

 (54)

и принимается не более *Rs*.

В формуле (54):

 (55)

где 

здесь η — коэффициент, принимаемый равным для арматуры классов:

A-IV .. ................................ 10

A-V, A-VI и Aт-VII ............15

*As,tot* — площадь сечения всей продольной высокопрочной арматуры;

*Aef —* обозначение то же, что и в формуле (49);

*Rb ⎯* в МПа.

Значение *θ* принимается не менее 1,0 и не более:

1,2 ...... при арматуре класса А-IV

1,6...... классов A-V, А-VI и Ат-VII

При определении граничного значения относительной высоты сжатой зоны для сечений с косвенным армированием в формулу (25) вводится

 (56)

где α — коэффициент, принимаемый согласно указаниям п. 3.12\*;

δ2 *—* коэффициент, равный 10*μ*, но принимаемый не более 0,15,

здесь *μ —* коэффициент армирования *μxy* или *μcir*,определяемый по формулам (49) и (53) соответственно для сеток и спиралей.

Значение *σsc,u* в формуле (25) для элементов с высокопрочной арматурой принимается равным:

 (57)

но не более 900 МПа для арматуры класса А-IV, 1200 МПа ⎯ для арматуры классов А-V, А-VI и Ат-VII.

При учете влияния прогиба на несущую способность элементов с косвенным армированием следует пользоваться указаниями п. 3.24, определяя момент инерции по части сечения, ограниченной стержнями сеток или заключенной внутри спирали. Зна­чение *Ncr*, полученное по формуле (58), должно быть умножено на коэффициент  где *сef* равно высоте или диаметру учитываемой части бетонного сечения, а при оп­ределении δ*e,min* второй член правой части формулы (22) заменяется на где 

Косвенное армирование учитывается в расчете при условии, что несущая способность элемента, определенная согласно указаниям настоящего пункта (вводя в расчет *Аef* и *Rb,red*), превышает его несущую способность, определенную по полному сечению *А* и значению расчетного сопротивления бетона *Rb* без учета косвенной арматуры.

Кроме того, косвенное армирование должно удовлетворять конструктивным требованиям п. 5.24.

**3.23** . При расчете внецентренно сжатых элементов с косвенным армированием наряду с расчетом по прочности согласно указаниям п. 3.22\* следует производить расчет, обеспечивающий трещиностойкость защитного слоя бетона.

Расчет производится согласно указаниям пп. 3.20 или 3.28\* по эксплуатационным значениям расчетных нагрузок (γ*f* = 1,0), учитывая всю площадь сечения бетона и принимая расчетные сопротивления *Rb,ser* и *Rs,ser* для предельных состояний второй группы и расчетное сопротивление арматуры сжатию равным значению *Rs,ser*, но не более 400 МПа.

При определении граничного значения относи­тельной высоты сжатой зоны в формулах (25) и (69) принимают *σsc,u* = 400 МПа, а в формуле (26) коэффициент 0,008 заменяют на 0,006.

При учете влияния гибкости следует пользовать­ся указаниями п. 3.24, определяя значения δ*е* по формуле (22) с заменой 0,010*Rb* на 0,008 *Rb,ser*.

**3.24.** При расчете внецентренно сжатых элементов следует учитывать влияние прогиба на их несущую способность, как правило, путем расчета конструк­ций по деформированной схеме (см. п. 1.15).

Допускается производить расчет конструкций по недеформированной схеме, учитывая при гибкости *l*0/*i* > 14 влияние прогиба элемента на его проч­ность, определяемую из условий (36), (40) и (65), путем умножения *e*0 на коэффициент η. При этом условная критическая сила в формуле (19) для вычисления η принимается равной:

 (58)

где *l*0 — принимается согласно указаниям п. 3.25;

δ*e —* коэффициент, принимаемый согласно указаниям п. 3.6;

ϕ*l* — коэффициент, определяемый по фор­муле (21), при этом моменты *М* и *Мl* определяются относительно оси, парал­лельной линии, ограничивающей сжатую зону и проходящей через центр наибо­лее растянутого или наименее сжатого (при целиком сжатом сечении) стержня арматуры, соответственно от действия полной нагрузки и от действия постоян­ных и длительных нагрузок. Если изги­бающие моменты (или эксцентрисите­ты) от действия полной нагрузки и от действия постоянных и длительных на­грузок имеют разные знаки, то следует учитывать указания п. 3.6;

ϕ*р —* коэффициент, учитывающий влияние предварительного напряжения армату­ры на жесткость элемента; при равно­мерном обжатии сечения напрягаемой арматурой ϕ*р* определяется по фор­муле

 (59)

здесь *σbp* — определяется при коэф­фициенте γ*sp* < 1,0;

*Rb —* принимается без учета коэффициентов условий работы бетона;

в формуле (59) значение *e*0/*h* принима­ется не более 1,5;

α = *Es*/*Eb*.

Для элементов из мелкозернистого бетона груп­пы Б в формулу (58) вместо значения 6,4 подставляется значение 5,6.

При расчете из плоскости действия изгибающего момента эксцентриситет продольной силы *е*0 прини­мается равным значению случайного эксцентрисите­та (см. п. 1.21).

**3.25.** Расчетную длину *l*0 внецентренно сжатых железобетонных элементов рекомендуется опреде­лять как для элементов рамной конструкции с учетом ее деформированного состояния при наибо­лее невыгодном для данного элемента расположе­нии нагрузки, принимая во внимание неупругие деформации материалов и наличие трещин.

Для элементов наиболее часто встречающихся конструкций допускается принимать расчетную дли­ну *l*0 равной:

а) для колонн многоэтажных зданий при числе пролетов не менее двух и соединениях ригелей и колонн, рассчитываемых как жесткие, при конст­рукциях перекрытий:

сборных ............................. *Н*

монолитных ................. 0,7*Н*

где *Н* — высота этажа (расстояние между цент­рами узлов);

б) для колонн одноэтажных зданий с шарнирным опиранием несущих конструкций покрытий, жест­ких в своей плоскости (способных передавать гори­зонтальные усилия), а также для эстакад — по табл. 32;

в) для элементов ферм и арок — по табл. 33.

*Центрально-растянутые элементы*

**3.26.** При расчете сечений центрально-растянутых железобетонных элементов должно соблюдаться условие

 (60)

где *Аs,tot —* площадь сечения всей продольной арма­туры.

*Внецентренно растянутые элементы*

*прямоугольного сечения*

**3.27.** Расчет прямоугольных сечений внецентрен­но растянутых элементов, указанных в п. 3.11, дол­жен производиться в зависимости от положения про­дольной силы *N*:

а) если продольная сила *N* приложена между равнодействующими усилий в арматуре *S* и *S’* (черт. 7, *а)* — из условий:

 (61)

 (62)

б) если продольная сила *N* приложена за пределами расстояния между равнодействующими усилий в арматуре *S* и *S’* (черт. 7, *б*) — из условия

 (63)

при этом высота сжатой зоны *х* определяется по формуле

 (64)

Таблица 33

|  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
|  | | | | | Расчетная длина *l*0 колонн одноэтажных зданий  при расчете их в плоскости | | |
| Характеристика | | | | | поперечной рамы или | перпендикулярной поперечной раме  или параллельной оси эстакады | |
|  | | | | | перпендикулярной | при наличии | при отсутствии |
|  | | | | | к оси эстакады | связей в плоскости продольного ряда колонн или анкерных опор | |
|  |  |  | Подкрановая (нижняя) часть | Разрезных | 1,5*Н*1 | 0,8*Н*1 | 1,2*Н*1 |
|  |  | При учете нагрузки | колонн при подкрановых балках | Неразрезных | 1,2*Н*1 | 0,8*Н*1 | 0,8*Н*1 |
|  |  | от кранов | Надкрановая (верхняя) часть | Разрезных | 2,0*Н*2 | 1,5*Н*2 | 2,0*Н*2 |
|  |  |  | колонн при подкра­новых балках | Неразрезных | 2,0*Н*2 | 1,5*Н*2 | 1,5*Н*2 |
|  | С мостовыми кранами |  | Под крановая (нижняя) часть | Однопролетных | 1,5*Н* | 0,8*Н*1 | 1,2*Н* |
|  |  | Без учета нагрузки | колонн зданий | Многопролетных | 1,2*Н* | 0,8*Н*1 | 1,2*Н* |
|  |  | от кранов | Надкрановая (верхняя) часть | Разрезных | 2,5*Н*2 | 1,5*Н*2 | 2,0*Н*2 |
|  |  |  | колонн при подкрановых балках | Неразрезных | 2,0*Н*2 | 1,5*Н*2 | 1,5*Н*2 |
| Здания |  |  | Нижняя часть колонн зданий | Однопролетных | 1,5*Н* | 0,8*Н* | 1,2*Н* |
|  |  | Колонны ступенчатые |  | Многопролетных | 1,2*Н* | 0,8*Н* | 1,2*Н* |
|  |  |  | Верхняя часть колонн | | 2,5*Н*2 | 2,0*Н*2 | 2,5*Н*2 |
|  | Без мостовых кранов | Колонны постоянного сечения зданий | | Однопролетных | 1,5*Н* | 0,8*Н* | 1,2*Н* |
|  |  |  | | Многопролетных | 1,2*Н* | 0,8*Н* | 1,2*Н* |
|  | Крановые | При подкрановых балках | | Разрезных | 2,0*Н*1 | 0,8*Н*1 | 1,5*Н*1 |
|  |  |  | | Неразрезных | 1,5*Н*1 | 0,8*Н*1 | *Н*1 |
| Эстакады | Под трубо­проводы | При соединении колонн с пролетным строением | | Шарнирном | 2,0*Н* | *Н* | 2,0*Н* |
|  |  |  | | Жестком | 1,5*Н* | 0,7*Н* | 1,5*Н* |

*Обозначения, принятые в табл. 32:*

*Н —* полная высота колонны от верха фундамента до горизонтальной конструкции (стропильной или подстропильной распорки) в соответствующей плоскости;

*Н*1 *—* высота подкрановой части колонны от верха фундамента до низа подкрановой балки;

*Н*2 — высота надкрановой части колонны от ступени колонны до горизонтальной конструкции в соответствующей плоскости.

Примечание. При наличии связей до верха колонн в зданиях с мостовыми кранами расчетная длина надкрановой части колонн в плоскости оси продольного ряда колонн принимается равной *Н*2.

Если полученное из расчета по формуле (64) зна­чение *х* > *ξRh*0, в условие (63) подставляется *х* = *ξRh*0, где *ξR* определяется согласно указаниям п. 3.12\*.

*Общий случай расчета*

*(при любых сечениях, внешних усилиях*

*и любом армировании)*

**3.28\*.** Расчет сечений в общем случае (черт. 8) должен производиться из условия

 (65)

при этом знак плюс" перед скобкой принимается для внецентренного сжатия и изгиба, знак минус" ⎯ для растяжения.

В формуле (65):

*М* ⎯ в изгибаемых элементах — проекция момента внешних сил на плоскость, перпендикулярную прямой, ограничивающей сжатую зону сечения;

во внецентренно сжатых и растянутых элементах — момент продольной силы *N* относительно оси, параллельной прямой, ограничивающей сжатую зону, и проходящей:

во внецентренно сжатых элементах — через центр тяжести сечения наиболее растянутого или наименее сжатого стержня про­дольной арматуры;

во внецентренно растянутых элементах — через точку сжатой зоны, наиболее удален­ную от указанной прямой;

Таблица 33

|  |  |
| --- | --- |
| Наименование элементов | Расчетная длина *l*0 элементов ферм и арок |
| 1. Элементы ферм:  а) верхний пояс при расчете:  в плоскости фермы:  при *е*0 < 1/8*h*1 | 0,9*l* |
| *e*0 ≥ 1/8*h*1 | 0,8*l* |
| из плоскости фермы:  для участка под фонарем (при ширине фонаря 12 м и более) | 0,8*l* |
| в остальных случаях | 0,9*l* |
| б) раскосы и стойки при расчете:  в плоскости фермы | 0,8*l* |
| из плоскости фермы:  при *b*1/*b*2 < 1,5 | 0,9*l* |
| *b*1/*b*2 ≥ 1,5 | 0,8*l* |
| 2. Арки:  а) при расчете в плоскости арки:  трехшарнирной | 0,580*L* |
| двухшарнирной | 0,540*L* |
| бесшарнирной | 0,365*L* |
| б) при расчете из плоскости арки (любой) | *L* |

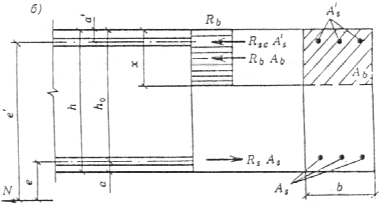
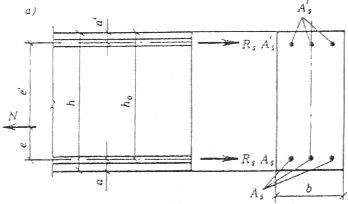
*Обозначения, принятые в табл. 33:*

*l ⎯* длина элемента между центрами примыкаю­щих узлов, а для верхнего пояса фермы при расчете из плоскости фермы — расстояние между точками его закрепления;

*L* ⎯ длина арки вдоль ее геометрической оси; при расчете из плоскости арки — длина арки между точками ее закрепления из плоскости арки;

*h*1 — высота сечения верхнего пояса;

*b*1, *b*2 ⎯ ширина сечения соответственно верхнего пояса и стойки (раскоса) фермы.



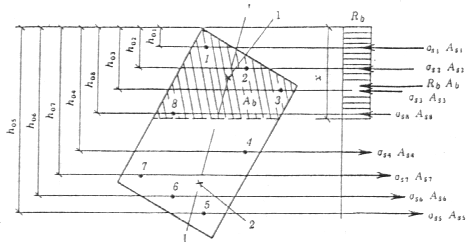
Черт. 7. Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном

к продольной оси внецентренно растянутого железобетонного элемента,

при расчете его по прочности

*а* ⎯ продольная сила *N* приложена между равнодействующи­ми усилий

в арматуре *S* и S’; *б* ⎯ то же, за пределами рассто­яния между равнодействующими усилий в арматуре *S* и *S’*



Черт. 8. Схема усилий и эпюра напря­жений в сечении, нормальном к про­дольной оси железобетонного элемента, в общем случае расчета по прочности

*I-I* ⎯ плоскость, параллельная плоскости действия изгибающего момента, или плоскость, проходящая через точ­ки приложения продольной силы и равнодействующих внутренних сжи­мающих и растягивающих усилий;

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

*Sb* — статический момент площади сечения сжатой зоны бетона относительно соответствующий из указанных осей, при этом в изгибаемых элементах положение оси принимается таким. как и во внецентренно сжатых;

*Ssi* — статический момент площади сечения *i*-го стержня продольной арматуры относительно соответствующей из указанных осей;

*σsi —* напряжение в *i*-м стержне продольной армату­ры, определяемое согласно указаниям настоя­щего пункта.

Высота сжатой зоны *х* и напряжение *σsi* определя­ются из совместного решения уравнений:

 (66)

 (67)

В уравнении (66) знак минус" перед *N* принимается для внецентренно сжатых элементов, знак плюс" — для внецентренно растянутых.

Кроме того, для определения положения границы сжатой зоны при косом изгибе требуется соблюде­ние дополнительного условия параллельности плос­кости действия моментов внешних и внутренних сил, а при косом внецентренном сжатии или растя­жении — условия, что точки приложения внешней продольной силы, равнодействующей сжимающих усилий в бетоне и арматуре и равнодействующей усилий в растянутой арматуре (либо внешней про­дольной силы, равнодействующей сжимающих уси­лий в бетоне и равнодействующей усилий во всей арматуре) должны лежать на одной прямой (см. черт. 8).

Если значение *σsi*, полученное по формуле (67), для арматуры классов А-IV, А-V, А-VI, Ат-VII, В-П, Вр-II, К-7 и К-19 превышает β*Rsi*, то напряже­ние *σsi* следует определять по формуле

 (68)

В случае когда найденное по формуле (68) на­пряжение в арматуре превышает *Rsi* без учета коэффициента γ*s*6, в условия (65) и (66) подставляется значение *σsi*, равное *Rsi* с учетом соответствующих коэффициентов условий работы, в том числе γ*s*6 (см. п. 3.13\*).

Напряжение *σsi* вводится в расчетные формулы со своим знаком, полученным при расчете по фор­мулам (67) и (68), при этом необходимо соблю­дать следующие условия:

во всех случаях *Rsi* ≥ *σsi* ≥ *Rsci*;

для предварительно напряженных элементов *σsi* ≥ *σsci*, здесь *σsci* ⎯ напряжение в арматуре, рав­ное предварительному напряжению *σ’spi*, уменьшен­ному на величину *σsc,u* (см. пп. 3.12\* и 3.22\*).

В формулах (66) ⎯ (68):

*Asi —* площадь сечения *i*-го стержня про­дольной арматуры;

*σspi* — предварительное напряжение в *i*-м стержне продольной арматуры, принимаемое при коэффициенте γ*sp*, назначаемом в зависимости от расположения стержня;

*ξi —* относительная высота сжатой зоны бетона, равная  где *h*0*i* ⎯ расстояние от оси, проходящей через центр тяжести сечения рассматриваемого *i-*го стержня арматуры и параллельной прямой, ограничивающей сжатую зону, до наиболее удален­ной точки сжатой зоны сечения (см. черт. 8);

ω — характеристика сжатой зоны бетона, определяемая по формулам (26) или (56);

*ξRi*, *ξeli* ⎯ относительная высота сжатой зоны. отвечающая достижению в рассматри­ваемом стержне напряжений, соответственно равных *Rsi* и *βRsi*; значения *ξRi* и *ξeli* определяются по фор­муле

 (69)

здесь  МПа, ⎯ при определении *ξRi*;

 МПа, — при определении *ξeli*;

*σsc,u* ⎯ см. пп. 3.12\* и 3.22\*.

Значения Δ*σspi* и коэффициента *β* определяются:

при механическом, а также автоматизированных электротермическом и электротермомеханическом способах предварительного напряжения арматуры классов А-IV, A-V, А-VI и Ат-VII по формулам:

 (70)

 (71)

при иных способах предварительного напряжения арматуры классов А-IV, А-V, А-VI и Ат-VII, а также для арматуры классов В-II, Вр-II, К-7 и К-19 при лю­бых способах предварительного напряжения значения Δ*σspi* = 0, коэффициент *β =* 0,8.

В формулах (70) и (71) *σspi* принимается при коэффициенте γ*sp* < 1,0 с учетом потерь по поз. 3⎯5 табл. 5.

Примечание. Индекс *i* означает порядковый номер стержня арматуры..

**Расчет по прочности сечений, наклонных**

**к продольной оси элемента**

**3.29.** Расчет железобетонных элементов по нак­лонным сечениям должен производиться для обес­печения прочности:

на действие поперечной силы по наклонной полосе между наклонными трещинами (см. п. 3.30);

на действие поперечной силы по наклонной трещине (см. пп.3.31\*⎯3.33);

на действие поперечной силы по наклонной сжа­той полосе между грузом и опорой (для коротких консолей колонн; см. п. 3.34);

на действие изгибающего момента по наклонной трещине (см. п.3.35).

**3.30.** Расчет железобетонных элементов на действие поперечной силы для обеспечения прочности по наклонной полосе между наклонными трещинами должен производиться из условия

 (72)

Коэффициент ϕ*w*1, учитывающий влияние хомутов, нормальных к продольной оси элемента, определяется по формуле

 (73)

но не более 1,3,

где 

Коэффициент ϕ*b*1 определяется по формуле

 (74)

где *β —* коэффициент, принимаемый равным для бетона:

тяжелого, мелкозернистого и

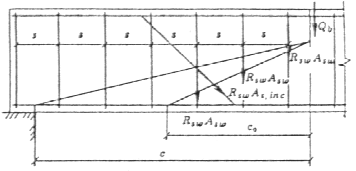
ячеистого......................................... 0,01

легкого ............................................ 0,02

*Rb ⎯* в МПа.

**3.31.** Расчет железобетонных элементов с поперечной арматурой (черт. 9) на действие поперечной силы для обеспечения прочности по наклонной трещине должен производиться по наиболее опасному наклонному сечению из условия

 (75)



Черт. 9. Схема усилий в сечении, наклонном к продольной оси железобетонного элемента, при расчете его по прочности на действие поперечной силы

Поперечная сила *Q* в условии (75) определяется от внешней нагрузки, расположенной по одну сто­рону от рассматриваемого наклонного сечения.

Поперечное усилие *Qb*, воспринимаемое бетоном, определяется по формуле

 (76)

где *с —* длина проекции наиболее опасного на­клонного сечения на продольнуюосьэлемента.

Коэффициент ϕ*b*2, учитывающий влияние вида бетона, принимается равным для бетона:

тяжелого и ячеистого ................. 2,00

мелкозернистого ......................... 1,70

легкого при марке по средней

плотности:

D 1900 и более ....................1,90

D 1800 и менее при мелком

заполнителе:

плотном .................... 1,75

пористом ...................1,50

Коэффициент ϕ*f*, учитывающий влияние сжатых полок в тавровых и двутавровых элементах, определяется по формуле

 (77)

но не более 0,5.

При этом *b’f* принимается не более *b* + 3*h’f*, а поперечная арматура должна быть заанкерена в полке.

Коэффициент ϕ*n*, учитывающий влияние продоль­ных сил, определяется по формулам:

при действии продольных сжимающих сил

 (78)

но не более 0,5;

для предварительно напряженных элементов в формулу (78) вместо *N* подставляется усилие предварительного обжатия *Р;* положительное влияние продольных сжимающих сил не учитывается, если они создают изгибающие моменты, одинаковые по знаку с моментами от действия поперечной на­грузки;

при действии продольных растягивающих сил

 (79)

но не более 0,8 по абсолютной величине.

Значение 1 + ϕ*f* + ϕ*n* во всех случаях принимается не более 1,5.

Значение *Qb*, вычисленное по формуле (76), при­нимается не менее 

Коэффициент ϕ*b*3 принимается равным для бе­тона:

тяжелого и ячеистого ..................................... 0,6

мелкозернистого ............................................. 0,5

легкого при марке по средней плотности:

D 1900 и более .......................................... 0,5

D 1800 и менее .......................................... 0,4

При расчете железобетонных элементов с попе­речной арматурой должна быть также обеспечена прочность по наклонному сечению в пределах участ­ка между хомутами, между опорой и отгибом и между отгибами.

Поперечные усилия *Qsw* и *Qs,inc* определяются как сумма проекций на нормаль к продольной оси элемента предельных усилий соответственно в хомутах и отгибах, пересекающих опасную наклонную трещину.

Длина *с*0 проекции опасной наклонной трещины на продольную ось элемента определяется из миниму­ма выражения *Qb* + *Qsw* + *Qs,inc*, где в значение *Qb* вместо *с* подставляется *с*0; полученное значение *с*0 принимается не более 2*h*0 и не более значения *с*, а также не менее *h*0, если *с* > *h*0.

Для элементов с поперечной арматурой в виде хомутов, нормальных к продольной оси элемента и имеющих постоянный шаг в пределах рассматри­ваемого наклонного сечения, значение *с*0 соответст­вует минимуму выражения *Qb* + *Qsw*, определяемо­му по формуле

 (80)

где *qsw* — усилие в хомутах на единицу длины эле­мента, определяемое по формуле

 (81)

Для таких элементов поперечное усилие *Qsw*, оп­ределяется по формуле

 (82)

При этом для хомутов, устанавливаемых по рас­чету, должно удовлетворяться условие

 (83)

Кроме того, поперечная арматура должна удов­летворять требованиям пп. 5.26—5.28.

При расчете конструкций, в которых в качестве ненапрягаемой продольной растянутой арматуры применяется стержневая арматура классов А-IV и А-IIIв или арматура классов А-V, А-VI и Ат-VII (при смешанном армировании), коэффициенты ϕ*b*2, ϕ*b*3,а также ϕ*b*4, (п. 3.32) необходимо умножать на 0,8.

**3.32** . Расчет железобетонных элементов без попе­речной арматуры на действие поперечной силы для обеспечения прочности по наклонной трещине дол­жен производиться по наиболее опасному наклонно­му сечению из условия

 (84)

где правая часть условия (84) принимается не более 2,5*Rbtbh*0 и не менее 

Коэффициент ϕ*b*4 принимается равным для бе­тона:

тяжелого и ячеистого ........... 1,5

мелкозернистого ................... 1,2

легкого при марке

по средней плотности:

D 1900 и более ............. 1,2

D 1800 и менее ............. 1,0

Коэффициенты ϕ*b*3 и ϕ*n*, а также значения *Q* и *с* в условии (84} определяются согласно указа­ниям п. 3.31\*.

При отсутствии в рассматриваемой зоне действия поперечных сил нормальных трещин, т. е. если вы­полняется условие (124) с заменой *Rbt,ser* на *Rbt*,допускается учитывать повышение прочности эле­мента по расчету из условия (141) с заменой *Rbt,ser* и *Rb,ser* соответственно на *Rbt* и *Rb*.

**3.33**. Расчет железобетонных элементов с нак­лонными сжатыми гранями (черт. 10) на действие поперечной силы для обеспечения прочности на нак­лонной трещине производится согласно указаниям пп. 3.31\* и 3.32. При этом в качестве рабочей высо­ты в пределах рассматриваемого наклонного сече­ния в расчет вводятся: для элементов с поперечной арматурой — наибольшее значение *h*0, для элементов без поперечной арматуры — среднее значение *h*0.



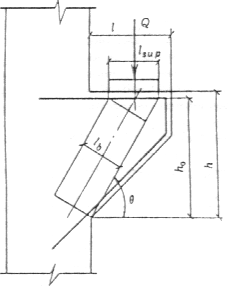
Черт. 10. Схема для расчета железобетонных балок с наклонными

сжатыми гранями

**3.34.** Расчет железобетонных коротких консолей колонн (*l* ≤ 0,9 *h*0; черт. 11) на действие попереч­ной силы для обеспечения прочности по наклонной сжатой полосе между грузом и опорой должен производиться из условия

 (85)

где правая часть условия (85) принимается не более 3,5*Rbtbh*0 и не менее правой части условия (84); *θ —* угол наклона расчетной сжатой полосы к го­ризонтали.



Черт. 11. Схема для расчета коротких консолей

Ширина наклонной сжатой полосы *lb* опреде­ляется по формуле

 (86)

где *lsup* — длина площадки передачи нагрузки вдоль вылета консоли.

При определении длины *lsup* следует учитывать особенности передачи нагрузки при различных схе­мах опирания конструкций на консоли (свободно опертые или защемленные балки, расположенные вдоль вылета консоли; балки, расположенные по­перек вылета консоли, и т. д.).

Коэффициент ϕ*b*2, учитывающий влияние хому­тов, расположенных по высоте консоли, определяется по формуле

 (87)

где 

*Asw ⎯* площадь сечения хомутов в одной плоскости;

*sw* — расстояние между хомутами, измеренное по нормали к ним.

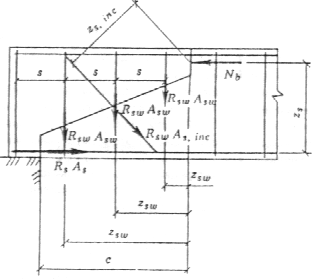
При этом учитываются хомуты горизонтальные и наклонные под углом не более 45 к горизонтали.

Поперечное армирование коротких консолей колонн должно удовлетворять требованиям п. 5.30.

**3.35.** Расчет железобетонных элементов на действие изгибающего момента (черт. 12) для обеспече­ния прочности по наклонной трещине должен про­изводиться по опасному наклонному сечению из условия

 (88)

Момент *М* в условии (88) определяется от внеш­ней нагрузки, расположенной по одну сторону от рассматриваемого наклонного сечения, относитель­но оси, перпендикулярной плоскости действия момента и проходящей через точку приложения равнодействующей усилий *Nb* в сжатой зоне.



Черт. 12. Схема усилий в сечении, наклонном к продольной оси железобетонного элемента, при расчете его по проч­ности

на действие изгибающего момента

Моменты *Мs*, *Мsw* и *Мs,inc* определяются как сум­ма моментов относительно той же оси от усилий соответственно в продольной арматуре, хомутах и отгибах, пересекающих растянутую зону наклонного сечения.

При определении усилий в арматуре, пересекаю­щей наклонное сечение, следует учитывать ее анкеровку за наклонным сечением.

Высота сжатой зоны наклонного сечения опреде­ляется из условия равновесия проекций усилий в бетоне сжатой зоны и в арматуре, пересекающей растянутую зону наклонного сечения, на продоль­ную ось элемента.

Расчет наклонных сечений на действие момента производится в местах обрыва или отгиба продоль­ной арматуры, а также в приопорной зоне балок и у свободного края консолей. Кроме того, расчет наклонных сечений на действие момента произво­дится в местах резкого изменения конфигурации элемента (подрезки и т. п.).

На приопорных участках элементов момент *Мs*,воспринимаемый продольной арматурой, пересека­ющей растянутую зону наклонного сечения, определяется по формуле

 (89)

где *Аs* — площадь сечения продольной арматуры, пересекающей наклонное сечение;

*zs* — расстояние от равнодействующей усилий в продольной арматуре до равнодейст­вующей усилий в сжатой зоне.

При отсутствии у продольной арматуры анкеровки расчетные сопротивления арматуры растяжению *Rs* в месте пересечении ею наклонного сечения при­нимаются сниженными согласно поз. 5 табл. 24\*.

Для конструкций из ячеистого бетона усилия в продольной арматуре должны определяться по расчету только с учетом работы поперечных анке­ров на приопорных участках.

Момент *Мsw*, воспринимаемый хомутами, нор­мальными к продольной оси элемента, с равномер­ным шагом в пределах растянутой зоны рассмат­риваемого наклонного сечения, определяется по формуле

 (90)

где *qsw —* усилие в хомутах на единицу длины элемента, определяемое по формуле (81);

*с* — длина проекции наиболее опасного наклонного сечения на продольную ось элемента.

**Расчет по прочности пространственных сечений**

**(элементов, работающих на кручение с изгибом)**

**3.36.** При расчете пространственных сечений уси­лия определяются исходя из следующих предпосы­лок:

сопротивление бетона растяжению принимается равным нулю;

сжатая зона пространственного сечения условно представляется плоскостью, расположенной под уг­лом *θ* к продольной оси элемента, а сопротивление бетона сжатию — напряжениями *Rbsin*2 *θ*, равномер­но распределенными по сжатой зоне;

растягивающие напряжения в продольной и поперечной арматуре, пересекающей растянутую зону рассматриваемого пространственного сечения, при­нимаются равными расчетным сопротивлениям соответственно *Rs* и *Rsw*;

напряжение в арматуре, расположенной в сжатой зоне, принимается для ненапрягаемой арматуры — равным *Rsc*, для напрягаемой — согласно указаниям п.3.14 .

*Элементы прямоугольного сечения*

**3.37.** При расчете элементов на кручение с изги­бом должно соблюдаться условие

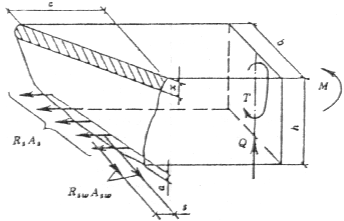
 (91)

где *b*, *h* — соответственно меньший и больший размеры граней элемента.

При этом значение *Rb* для бетона классов выше В30 принимается как для бетона класса В30.

**3.38**. Расчет по прочности пространственных се­чений (черт. 13) должен производиться из условия

 (92)



Черт. 13. Схема усилий в пространственном сечении железобетонного элемента, работающего на изгиб с кручением, при расчете его по прочности

Высота сжатой зоны *х* определяется из условия

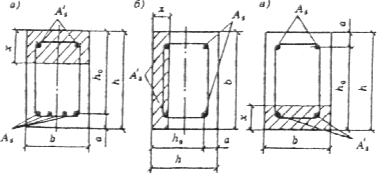
 (93)

Расчет должен производиться для трех расчетных схем расположения сжатой зоны пространственного сечения:

1-я схема — у сжатой от изгиба грани элемента (черт. 14, *а*);

2-я схема — у грани элемента, параллельной плос­кости действия изгибающего момента (черт. 14, *б*);

3-я схема ⎯ у растянутой от изгиба граня элемен­та (черт. 14, *в*).



Черт. 14. Схемы расположения сжатой зоны пространственного сечения

*а ⎯* у сжатой от изгиба грани элемента; *б* — у грани элемента,

параллельной плоскости действия изгибающего момента;

*в* — у растянутой от изгиба грани элемента

В формулах (92) и (93):

*As*, *A’s* — площади поперечного сечения продоль­ной арматуры, расположенной при дан­ной расчетной схеме соответственно в растянутой и сжатой зонах;

*b*, *h* ⎯ размеры граней элемента, соответственно параллельных и перпендикулярных линии, ограничивающей сжатую зону;

 (94)

 (95)

здесь *с* — длина проекции линии, ограничивающей сжатую зону, на продольную ось элемен­та; расчет производится для наиболее опасного значения *с*, определяемого последовательным приближением и принимаемого не более 2*h* + *b*.

В формуле (92) значения *χ* и ϕ*q*, характеризую­щие соотношение между действующими усилиями *Т*, *М* и*Q*, принимаются:

при отсутствии изгибающего *χ* = 0 *ϕq* = 1;

момента

при расчете по 1-й схеме  *ϕq* =1;

2-й *χ* = 0 **

3-й  *ϕq* =1.

Крутящий момент *Т*, изгибающий момент *М* и поперечная сила *Q* принимаются в сечении, нормаль­ном к продольной оси элемента и проходящем через центр тяжести сжатой зоны пространственного сечения.

Значения коэффициента *ϕw*, характеризующего соотношение между поперечной и продольной арма­турой, определяются по формуле

 (96)

где *Аsw —* площадь сечения одного стержни хому­та, расположенного у грани, являющейся для рассматриваемой расчетной схе­мы растянутой;

*s* — расстояние между указанными выше хо­мутами.

При этом значения *ϕw* принимаются:

не менее

 (97)

и не более

 (98)

где *М —* изгибающий момент, принимаемый для 2-й схемы равным нулю, для 3-й схе­мы — со знаком минус";

*Mu* ⎯ предельный изгибающий момент, вос­принимаемый нормальным сечением элемента.

Если значение *ϕw* подсчитанное по формуле (96), меньше *ϕw,min*, то значение усилия *RsAs*, вводимое в формулы (92) и (93), унижается на отношение *ϕw*/*ϕw,min*.

В случае, когда удовлетворяется условие

 (99)

вместо расчета по 2-й схеме производится расчет из условия

 (100)

В формулах (99) и (100):

*b —* ширина грани сечения, перпендикуляр­ной плоскости изгиба;

*Qsw*, *Qb* ⎯ определяются согласно указаниям п. 3.31\*.

**Расчет железобетонных элементов**

**на местное действие нагрузок**

*Расчет на местное сжатие*

**3.39.** При расчете на местное сжатие (смятие) элементов без поперечного армирования должно удовлетворяться условие

 (101)

где *N —* продольная сжимающая сила от местной нагрузки;

*Aloc*1 — площадь смятия (черт. 15);

*ψ —* коэффициент, зависящий от характера распределения местной нагрузки по пло­щади смятия и принимаемый равным:

при равномерном распределении

нагрузки ........................................................... 1,0

при неравномерном распределении

нагрузки (под концами балок, прогонов,

перемычек):

для тяжелого, мелкозернистого

и лег­кого бетонов.................................. 0,75

для ячеистого бетона ........................... 0,50

*Rb,loc —* расчетное сопротивление бетона смятию, определяемое по формуле

 (102)

здесь α *ϕb* ≥ 1,0;

α = 1,0 для бетона класса ниже В25;

 для бетона классов В25 и выше;



но не более следующих значений:

при схеме приложения нагрузки по черт. 15, *а*,

*в*, *г*, *е, и* для бетона:

тяжелого, мелкозернистого и легкого

классов:

выше В7,5 ................................................... 2,5

В3,5; В5; В7,5 ............................................. 1,5

ячеистого и легкого классов

В2,5 и ниже .......................................................... 1,2

при схеме приложения нагрузки по

черт. 15, *б*, *д*, *ж* независимо от вида

и класса бетона ............................................................. 1,0

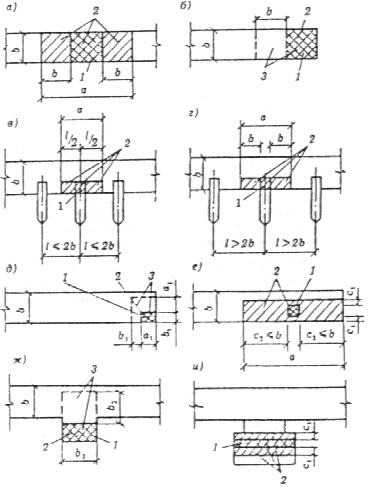
*Rb*, *Rbt —* принимаются как для бетонных конст­рукций (см. поз. 9 табл. 15);

*Aloc*2 *⎯* расчетная площадь смятия, определяе­мая согласно указаниям п. 3.40.

**3.40.** В расчетную площадь *Aloc*2 включается уча­сток, симметрич­ный по отношению к площади смя­тия (см. черт. 15).

При этом должны выполняться следующие правила:

при местной нагрузке по всей ширине элемента *b* в расчетную площадь включается участок длиной не более *b* в каждую сторону от границы местной на­грузки (см. черт. 15, *а*);



Черт. 15. Схемы для расчета железобетонных элементов на местное сжатие

*а —* при местной нагрузке по всей ширине элемента; *б* — при местной краевой нагрузке по всей ширине элемента; *в*, г *—* при местной нагрузке в местах опирания концов прогонов и балок; *д* — при местной краевой нагрузке на угол элемента; *е* ⎯ при местной нагрузке, приложенной на части длины и ширины элемента; при местной краевой нагрузке, расположенной в пределах выступа стены или простенка; *ж ⎯* при местной краевой нагрузке, расположенной в пределах выступа стены (пилястры); *и —* сечений сложной формы; *1 —* площадь смятия; *2 —* расчетная площадь смятия; *3 —* минимальная зона армирования сетками, при которой косвенное армирование учитывается в расчете

по формуле (104)

при местной краевой нагрузке по всей ширине элемента расчетная площадь *Aloc*2 равна площади смятия *Aloc*1 (см. черт. 15, *б*);

при местной нагрузке в местах опирания концов прогонов и балок в расчетную площадь включается участок шириной, равной глубине заделки прогона или балки, и длиной не более расстояния между серединами пролетов, примыкающих к балке (см. черт. 15, *в*);

если расстояние между балками превышает двой­ную ширину элемента, длина расчетной площади определяется как сумма ширины балки и удвоенной ширины элемента (см. черт. 15, *г*);

при местной краевой нагрузке на утоп элемента (см. черт. 15, *д*) расчетная площадь *Aloc*2 равна площади смятия *Aloc*1;

при местной нагрузке, приложенной на части длины и ширины элемента, расчетная площадь принимается согласно черт. 15, *е*. При наличии нескольких нагрузок указанного типа расчетные площади ограничиваются линиями, проходящими через сере­дину расстояний между точками приложений двух соседних нагрузок;

при местной краевой нагрузке, расположенной в пределах выступа стены (пилястры) или простенка таврового сечения, расчетная площадь *Aloc*2 равна площади смятия *Aloc*1 (см. черт. 15, *ж*);

при определении расчетной площади для сечений сложной формы не должны учитываться участки, связь которых с загруженным участком не обеспе­чена с необходимой надежностью (см. черт. 15, *и*).

Примечание. При местной нагрузке от балок, про­гонов, перемычек и других элементов, работающих на изгиб, учитываемая в расчете глубина опоры при определении *Aloc*1 и *Aloc*2 принимается не более 20 см.

**3.41** . При расчете на местное сжатие элементов из тяжелого бетона с косвенным армированием в виде сварных поперечных сеток должно удовлетво­ряться условие

 (103)

где *Aloc*1 — площадь смятия;

*Rb,red —* приведенная призменная прочность бетона при расчете на местное сжа­тие, определяемая по формуле

 (104)

здесь *Rs,xy*, *ϕ*, *μxy ⎯* обозначения те же, что и в п. 3.22\*;

 (105)

но не более 3,5;

*ϕs* — коэффициент, учитывающий влияние косвенного армирования в зоне местного сжатия; для схем черт. 15, *б*, *д*, *ж* принимается *ϕs* = 1,0, при этом кос­венное армирование учитывается в расчете при условии, что поперечные сетки установлены на площади не менее ограниченной пунктирными линиями на соответствующих схемах черт. 15; для схем черт. 15, *а*, *в*, *г*, *е*, *и* коэффициент *ϕs* определяется по формуле

 (106)

здесь *Aef* —площадь бетона, заключенного внут­ри контура сеток косвенного армиро­вания, считая по их крайним стерж­ням, для которой должно удовлетво­ряться условие *Aloc*1 *< Аef* ≤ *Aloc*2.

*Расчет на продавливание*

**3.42.** Расчет на продавливание плитных конструк­ций (без поперечной арматуры) от действия сил, равномерно распределенных на ограниченной пло­щади, должен производиться из условия

 (107)

где *F —* продавливающая сила;

α — коэффициент, принимаемый равным для бетона:

тяжелого ....................... 1,00

мелкозернистого .......... 0,85

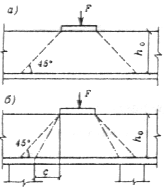
легкого .......................... 0,80

*um* — среднеарифметическое значений перимет­ров верхнего и нижнего оснований пирами­ды, образующейся при продавливании в пределах рабочей высоты сечения.

При определении *um* и *F* предполагается, что продавливание происходя по боковой поверхности пирамиды, меньшим основанием которой служит площадь действия продавливающей силы, а боковые грани наклонены под углом 45 к горизонтали (черт. 16, *а*).

Продавливающая сила *F* принимается равной си­ле, действующей на пирамиду продавливания. за вычетом нагрузок, приложенных к большему осно­ванию пирамиды продавливания (считая по плоско­сти расположения растянутой арматуры) и сопро­тивляющихся продавливанию.

Если схема опирания такова, что продавливание может происходить только по поверхности пирами­ды с углом наклона боковых граней более 45 (на­пример, в свайных ростверках, черт. 16, *б*), правая часть условия (107) определяется для фактической пирамиды продавливания с умножением на *h*0/*с*. При этом значение несущей способности принимается не более значения, соответствующего пирамиде при *с =* 0,4 *h*0, где *с —* длина горизонтальной проек­ции боковой грани пирамиды продавливания.



Черт. 16. Схемы для расчета железобетонных элементов на продавливание

*а* **—** при наклоне боковых граней пирамиды продавливания под углом 45;

*б* ⎯ то же, более 45

При установке в пределах пирамиды продавливания хомутов, нормальных к плоскости плиты, расчет должен производиться из условия

 (108)

но не более 2 *Fb*. Усилие *Fb* принимается равным правой части неравенства (107), а *Fsw* определяется как сумма всех поперечных усилий, воспринимаемых хомутами, пересекающими боковые грани расчетной пирамиды продавливания, по формуле

 (109)

где *Rsw* не должно превышать значения, соответст­вующего арматуре класса А-I.

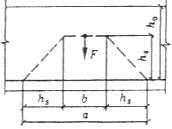
При учете поперечной арматуры значение *Fsw* должно быть не менее 0,5 *Fb*.

При расположении хомутов на ограниченном участке вблизи сосредоточенного груза произво­дится дополнительный расчет на продавливание пирамиды с верхним основанием, расположенным по контуру участка с поперечной арматурой, из усло­вия (107).

Поперечная арматура должна удовлетворять требованиям п. 5.29.

*Расчет на отрыв*

**3.43.** Расчет железобетонных элементов на отрыв от действия нагрузки, приложенной к его нижней грани или в пределах высоты его сечения (черт. 17), должен производиться из условия



Черт. 17. Схема для расчета железобетонных элементов на отрыв

где *F* — отрывающая сила;

*hs* — расстояние от уровня передачи отры­вающей силы на элемент до центра тя­жести сечения продольной арматуры;

∑*RswAsw ⎯* сумма поперечных усилий, восприни­маемых хомутами, устанавливаемыми дополнительно по длине зоны отрыва, равной:

 (111)

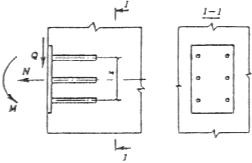
здесь *b —* ширина площадки передачи отрываю­щей силы.

Значения *hs* и *b* устанавливаются в зависимости от характера и условий приложения отрывающей нагрузки на элемент (через консоли, примыкаю­щие элементы и др.).

**Расчет закладных деталей**

**3.44.** Расчет анкеров, приваренных втавр к плос­ким элементам стальных закладных деталей, на дей­ствие изгибающих моментов, нормальных и сдви­гающих сил от статической нагрузки, расположенных в одной плоскости симметрии закладной де­тали (черт. 18), должен производиться по формуле

 (112)



Черт. 18. Схема усилий, действующих на закладную деталь

где *Aan ⎯* суммарная площадь поперечного сече­ния анкеров наиболее напряженного ряда;

*Nan* ⎯ наибольшее растягивающее усилие в одном ряду анкеров, равное:

 (113)

*Qan* — сдвигающее усилие, приходящееся на один ряд анкеров, равное:

 (114)

*N’an* — наибольшее сжимающее усилив в од­ном ряду анкеров, определяемое по формуле

 (115)

В форму лак (112) ⎯ (115):

*М*, *N*, *Q ⎯* соответственно момент, нормальная и сдвигающая силы, действующие на зак­ладную деталь; момент определяется относительно оси, расположенной в плоскости наружной грани пластины и проходящей через центр тяжести всех анкеров;

*nan* — число рядов анкеров вдоль направления сдвигающей силы; если не обеспечива­ется равномерная передача сдвигающей силы *Q* на все ряды анкеров, то при оп­ределении сдвигающего усилия *Qan* учитывается не более четырех рядов;

*z —* расстояние между крайними рядами ан­керов;

λ — коэффициент, определяемый при анкер­ных стержнях диаметром 8—25 мм для тяжелого и мелкозернистого бетонов классов В12,5 ⎯ В50 и легкого бетона классов В12,5 — В30 по формуле

 (116)

но принимаемый не более 0,7; для тяжелого и мелкозернистого бетонов классов выше В50 коэффициент λ принимается как для класса В50, а для легкого бетона классов выше В30 — как для класса В30;

здесь *Rb*, *Rs* ⎯ в МПа;

*Aan*1 — площадь анкерного стержня наиболее напряженного ряда, см2;

β — коэффициент, принимаемый равным для бетона:

тяжелого ................................ 1,0

мелкозернистого групп:

А ....................................... 0,8

Б и В.................................. 0,7

легкого .......................... *ρm*/2300

(*ρm* — средняя плотность бетона, кг/м3);

δ ⎯ коэффициент, определяемый по формуле

 (117)

но принимаемый не менее 0,15;

здесь  (имеется прижатие)**;**

 (нет прижа­тия); если в анкерах отсутствуют растягивающие усилия, коэффициент δ принимается равным единице.

Площадь сечения анкеров остальных рядов долж­на приниматься рваной площади сечения анкеров наиболее напряженного ряда.

В формулах (113) и (115) нормальная сила *N* считается положительной, если направлена от зак­ладной детали (см. черт. 18), и отрицательной — если направлена к ней. В случаях, когда нормальные усилия *Nan* и *N’an*, а также сдвигающее усилие *Qan* при вычислении по формулам (113) — (115) полу­чают отрицательные значения, в формулах (112) — (114) и (117) их принимают равными нулю. Кроме того, если *Nan* получает отрицательное значение, то в формуле (114) принимается *N’an* *= N*.

При расположении закладной детали на верхней (при бетонировании) поверхности изделия коэффи­циент λ уменьшается на 20 %, а значение *N’an* прини­мается равным нулю.

**3.45.** В закладной детали с анкерами, приварен­ными внахлестку под углом от 15 до 30, наклон­ные анкера рассчитываются на действие сдвигаю­щей силы (при *Q* > *N*, где *N* — отрывающая сила) по формуле

 (118)

где *Aan,inc* — суммарная площадь поперечного сечения наклонных анкеров;

*N’an* ⎯ см. п. 3.44.

При этом должны устанавливаться нормальные анкера, рассчитываемые по формуле (112) при δ = 1,0 и при значениях *Qan*, равных 0,1 сдвигаю­щего усилия, определяемого по формуле (114).

**3.46.** Конструкция сырных закладных деталей с приваренными к ним элементами, передающими нагрузку на закладные детали, должна обеспечивать включение в работу анкерных стержней в соответст­вии с принятой расчетной схемой. Внешние элемен­ты закладных деталей и их сварные соединения рас­считываются согласно СНиП II-23-81\*. При расчете пластин и фасонного проката на отрывающую силу принимается, что они шарнирно соединены с нор­мальными анкерными стержнями. Кроме того, толщина пластины *t* расчетной закладной детали, к которой привариваются в тавр анкера, должна про­веряться из условия

 (119)

где *dan ⎯* диаметр анкерного стержня, требуемый по расчету;

*Rsq* ⎯ расчетное сопротивление стали на срез, принимаемое согласно СНиП II-23-81\*.

При применении типов сварных соединений, обеспечивающих большую зону включения пласти­ны в работу при вырывании из нее анкерного стерж­ня, и соответствующем обосновании возможна корректировка условия (119) для этих сварных соединений.

Толщина пластины должна также удовлетворять технологическим требованиям по сварке.

**РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ**

**НА ВЫНОСЛИВОСТЬ**

**3.47.** Расчет железобетонных элементов на вынос­ливость производится путем сравнения напряжений в бетоне и арматуре с соответствующими расчетны­ми сопротивлениями, умноженными на коэффи­циенты условий работы γ*b*1 и γ*s*3, принимаемые соответственно по табл. 16 и 25\*, а при наличии сви­ных соединений арматуры — также на коэффициент условий работы γ*s*4 (см. табл. 26\*).

Напряжения в бетоне и арматуре вычисляются как для упругого тела (по приведенным сечениям) от действия внешних сил и усилия предварительного обжатия *Р*.

Неупругие деформации в сжатой зоне бетона учи­тываются снижением модуля упругости бетона, при­нимая коэффициенты приведения арматуры к бе­тону α’ равными 25, 20, 15 и 10 для бетона клас­сов соответственно В15, B25, В30, B40 и выше.

В случае, если не соблюдается условие (140) при замене в нем значения *Rbt,ser* на *Rbt*, площадь при­веденного сечения определяется без учета растяну­той зоны бетона.

**3.48.** Расчет на выносливость сечений, нормаль­ных к продольной оси элемента, должен произво­диться из условий:

для сжатого бетона

 (120)

для растянутой арматуры

 (121)

где *σb,max*, *σs,max ⎯* максимальные нормальные на­пряжения соответственно в сжатом бетоне и в растянутой арматуре.

В зоне, проверяемой по сжатому бетону, при дей­ствии многократно повторяющейся нагрузки следу­ет избегать возникновения растягивающих напряже­ний. Сжатая арматура на выносливость не рассчиты­вается.

**3.49.** Расчет на выносливость сечений, наклонных к продольной оси элемента, должен производиться из условия, что равнодействующая главных растяги­вающих напряжений, действующих на уровне центра тяжести приведенного сечения, по длине элемента, должна быть полностью воспринята поперечной арматурой при напряжениях в ней, равных сопротивлению *Rs*, умноженному на коэффициенты условий работы γ*s*3 и γ*s*4 (см. табл. 25\* и 26\*).

Для элементов, в которых поперечная арматура не предусматривается, должны быть выполнены требования п. 4.11 при замене в условиях (141) и (142) расчетных сопротивлений бетона *Rb,ser* и *Rbt,ser* соответственно расчетными сопротивлениями *Rb* и *Rbt*, умноженными на коэффициент усло­вий работы γ*b*1 (см. табл. 16).

**4. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ**

**ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ ВТОРОЙ ГРУППЫ**

**РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ**

**ПО ОБРАЗОВАНИЮ ТРЕЩИН**

**4.1.** Железобетонные элементы рассчитываются по образованию трещин:

нормальных к продольной оси элемента;

наклонных к продольной оси элемента.

**Расчет по образованию трещин,**

**нормальных к продольной оси элемента**

**4.2.** Для изгибаемых, растянутых и внецентренно сжатых железобетонных элементов усилия, воспри­нимаемые нормальными к продольной оси сечения­ми при образовании трещин, определяются исходя из следующих положений:

сечения после деформации остаются плоскими;

наибольшее относительное удлинение крайнего растянутого волокна бетона равно 2 *Rbt,ser*/*Eb*;

напряжения в бетоне сжатой зоны (если она име­ется) определяются с учетом упругих или неупру­гих деформаций бетона, при этом наличие неупругих деформаций учитывается уменьшением ядро­вого расстояния *r* (см. п. 4.5);

напряжения в бетоне растянутой зоны распределены равномерно и равны по величине *Rbt,ser*;

напряжения в ненапрягаемой арматуре равны ал­гебраической сумме напряжений, отвечающих приращению деформаций окружающего бетона, и нап­ряжений, вызванных усадкой и ползучестью бетона;

напряжения в напрягаемой арматуре равны ал­гебраической сумме ее предварительного напряже­ния (с учетом всех потерь) и напряжения, отвечаю­щего приращению деформаций окружающего бетона.

Указания данного пункта не распространяются на элементы, рассчитываемые на воздействие много­кратно повторяющейся нагрузки (см. п. 4.10).

**4.3.** При определении усилий, воспринимаемых сечениями элементов с предварительно напряжен­ной арматурой без анкеров, на длине зоны переда­чи напряжения *Ip* (см. п. 2.29) при расчете по обра­зованию трещин должно учитываться снижение предварительного напряжения в арматуре *σsp* и *σ’sp* путем умножения на коэффициент γ*s*5 согласно поз. 5 табл. 24\*.

**4.4.** Расчет предварительно напряженных центрально-обжатых железобетонных элементов при центральном растяжении силой *N* должен произво­диться из условия

 (122)

где *Ncrc ⎯* усилие, воспринимаемое сечением, нор­мальным к продольной оси элемента, при образовании трещин и определяе­мое по формуле

 (123)

**4.5.** Расчет изгибаемых, внецентренно сжатых, а также внецентренно растянутых элементов по образованию трещин производится из условия

 (124)

где *Мr ⎯* момент внешних сил, расположенных по одну сторону от рассматриваемого сечения, относительно оси, параллель­ной нулевой линии и проходящей через ядровую точку, наиболее удаленную от растянутой зоны, трещинообразование которой проверяется;

*Мcrc ⎯* момент, воспринимаемый сечением. нормальным к продольной оси элемента, при образовании трещин и опреде­ляемый по формуле

 (125)

здесь *Мrp* — момент усилия *Р* относительно той же оси, что и для определения *Мr*; знак момента определяется направлением вращения (плюс" — когда направле­ния вращения моментов *Mrp* и *Мr* противоположны; минус" — когда направления совпадают).

Усилие *Р* рассматривают:

для предварительно напряженных элементов — как внешнюю сжимающую силу;

для элементов, выполняемых без предваритель­ного напряжения, — как внешнюю растягивающую силу, определяемую по формуле (8), принимая на­пряжения *σs* и *σ’s* в ненапрягаемой арматуре численно равными значениям потерь от усадки бетона по поз. 8 табл. 5 (как для арматуры, натягиваемой на упоры).

Значение *Мr* определяется по формулам:

для изгибаемых элементов (черт. 19, *a*)

 (126)

для внецентренно сжатых элементов (черт. 19, *б*)

 (127)

для внецентренно растянутых элементов (черт. 19, *в*)

 (128)

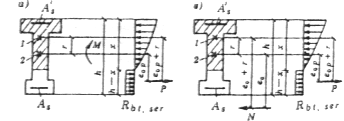
Значения *Мrp* определяются:

при расчете по образованию трещин в зоне сече­ния, растянутой от действия внешних нагрузок, но сжатой от действия усилия предварительного обжа­тия (см. черт. 19), по формуле

 (129)

при расчете по образованию трещин в зоне сече­ния, растянутой от действия усилия предварительного обжатия (черт. 20), по формуле

 (130)



Черт. 19. Схемы усилий и эпюры напряжений в поперечном сечении элемента при расчете его по образованию трещин, нормальных к продольной оси элемента, в зоне сечения, растянутой от действии внешних нагрузок, но сжатой от действия усилия предварительного обжатия

*а* — при изгибе; *б* — при внецентренном сжатии; *в* — при внецентренном растяжении; *1 —* ядровая точка; *2* — центр тяжести приведенного сечения

В формулах (127) ⎯ (130):

*r* — расстояние от центра тяжести приведен­ного сечения до ядровой точки, наи­более удаленной от растянутой зоны, трещинообразование которой прове­ряется.

Значение *r* определяется для элементов:

внецентренно сжатых, изгибаемых предвари­тельно напряженных, а также для внецентренно ра­стянутых, если удовлетворяется условие

 (131)

по формуле

 (132)

внецентренно растянутых, если не удовлетво­ряется условие (131), по формуле

 (133)

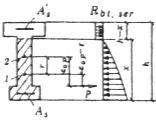
изгибаемых, выполняемых без предварительно­го напряжения арматуры, по формуле

 (134)

В формулах (132) и (133):

 (135)

но принимается не менее 0,7 и не более 1,0;



Черт. 20. Схема усилий и эпюра напряжений в поперечном сечении элемента при расчете его по образованию трещин, нормальных к продольной оси элемента, в зоне сечения, растянутой от действия усилия

предварительного обжатия

*1 ⎯* ядровая точка; *2 —* центр тяжести приведенного сечения

здесь *σb —* максимальное напряжение в сжатом бетоне от внешней нагрузки и усилия предварительного напряжения, вычисляемое как для упругого тела по приведенному сечению;

*Wpl —* определяется согласно указа­ниям п. 4.7;



Для стыковых сечений составных и блочных кон­струкций, выполняемых без применения клея в швах, при расчете их по образованию трещин (нача­лу раскрытия швов) значение *Rbt,ser* в формулах (123) и (125) принимается равным нулю.

**4.6\*.** При расчете по образованию трещин элемен­тов на участках с начальными трещинами в сжатой зоне (см. п. 1.18) значение *Мcrc* для зоны, растяну­той от действия внешней нагрузки, определенное по формуле (125), необходимо снижать на Δ*Mcrc* = λ*Mcrc*.

Коэффициент λ определяется по формуле

 (136)

причем при получении отрицательных значений он принимается равным нулю.

В формуле (136):

*ϕm ⎯* определяется по формуле (168) для зоны с начальными трещинами, но принимается не менее 0,45;

 (137)

но не более 1,4;

здесь *у —* расстояние от центра тяжести приведенного сечения до крайнего волок­на бетона, растянутого внешней на­грузкой.

Для конструкций, армированных проволочной арматурой и стержневой арматурой класса А-VI и Ат-VII, значение δ, полученное по формуле (137), снижается на 15 %.

**4.7.** Момент сопротивления приведенного сечения для крайнего растянутого волокна (с учетом неупругих деформаций растянутого бетона) *Wpl* опреде­ляется в предположении отсутствия продольной силы *N* и усилия предварительного обжатия *P* по фор­муле

 (138)

Положение нулевой линии определяется из ус­ловия

 (139)

**4.8.** В конструкциях, армированных предвари­тельно напряженными элементами (например, брус­ками), при определении усилий, воспринимаемых сечениями при образовании трещин в предваритель­но напряженных элементах, площадь сечения растя­нутой зоны бетона, не подвергаемая предварительно­му напряжению, в расчете не учитывается.

**4.9.** При проверке возможности исчерпания не­сущей способности одновременно с образованием трещин (см. п. 1.19) усилие, воспринимаемое сече­нием при образовании трещин, определяется по формулам (123) и (125) с заменой значения *Rbt,ser* на 1,2 *Rbt,ser* при коэффициенте γ*sp =* 1,0 (см. п. 1.27).

**4.10.** Расчет по образованию трещин при дейст­вии многократно повторяющейся нагрузки произво­дится из условия

 (14)

где *σbt ⎯* максимальное нормальное растягиваю­щее напряжение в бетоне, определяе­мое согласно указаниям п. 3.47.

Расчетное сопротивление бетона растяжению *Rbt,ser* в формулу (140) вводится с коэффициентом условий работы γ*b*1, принимаемым по табл. 16.

**Расчет по образованию трещин,**

**наклонных к продольной оси элемента**

**4.11.** Расчет по образованию трещин, наклонных к продольной оси элемента, должен производиться из условия

 (141)

где γ*b*4 ~- коэффициент условий работы бетона (см. табл. 15), определяемый по фор­муле

 (142)

но не более 1,0;

здесь α — коэффициент, принимаемый равным для бетона:

тяжелого ............................... 0,01

мелкозернистого, легкого

и ячеистого............................ 0,02

В — класс бетона по прочности на сжатие, МПа.

Значение α В следует принимать не менее 0,3.

Значения главных растягивающих и главных сжи­мающих напряжении в бетоне *σmt* и *σmc* опреде­ляются по формуле

 (143)

где *σx ⎯* нормальное напряжение в бетоне на площадке, перпендикулярной продоль­ной оси элемента, от внешней нагрузки и усилия предварительного обжатия;

*σy —* нормальное напряжение в бетоне на площадке, параллельной продольной оси элемента, от местного действия опорных реакций, сосредоточенных сил и распределенной нагрузки, а также усилия обжатия вследствие предварительного напряжения хому­тов и отогнутых стержней;

τ*xy* — касательное напряжение в бетоне от внешней нагрузки и усилия обжатия вследствие предварительного напря­жения отогнутых стержней.

Напряжения *σx*, *σy* и τ*xy* определяются как для упругого тела, за исключением касательных напря­жений от действия крутящего момента, определяе­мых по формулам дли пластического состояния элемента.

Напряжения *σx* и *σy* подставляются в формулу (143) со знаком плюс", если они растягивающие. и со знаком „минус", если сжимающие. Напряжение *σmc* в формуле (142) принимается по абсолютной величине.

Проверка условия (141) производится в центре тяжести приведенного сечения и в местах примыка­ния сжатых полок к стенке элемента таврового и двутаврового сечений.

При расчете элементов с предварительно напря­женной арматурой без анкеров должно учитываться снижение предварительного напряжения *σsp* и *σ’sp* на длине зоны передачи напряжения *Ip* (см. п. 2.29) путем умножения на коэффициент γ*s*5 согласно поз. 5 табл. 24\*.

**4.12.** При действии многократно повторяющейся нагрузки расчет по образованию трещин должен производиться согласно указаниям п. 4.11, при этом расчетные сопротивления бетона *Rbt,ser* и *Rb,ser* вводятся с коэффициентом условий работы γ*b*1 принимаемым по табл. 16.

**РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ**

**ПО РАСКРЫТИЮ ТРЕЩИН**

**4.13.** Железобетонные элементы рассчитываются по раскрытию трещин:

нормальных к продольной оси элемента;

наклонных к продольной оси элемента.

**Расчет по раскрытию трещин,**

**нормальных к продольной оси элемента**

**4.14.** Ширину раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента *acrc*, мм\* следует опреде­лять по формуле

 (144)

где δ ⎯ коэффициент, принимаемый равным для элементов:

изгибаемых и внецентренно

сжатых ..................................... 1,0

растянутых............................... 1,2

*ϕl* ⎯ коэффициент, принимаемый равным при учете:

кратковременных нагрузок и

непродолжительного действия

постоянных и длительных

нагрузок ......................................................1,00

многократно повторяющейся

нагрузки, а также

продолжительного действия

постоянных и длительных

нагрузок для конструкций из

бетона:

тяжелого:

естественной

влажности ....................... *ϕl* = 1,60 15*μ*

в водонасыщенном

состоянии .......................................... 1,20

при попеременном

водонасыщении и высушивании ..... 1,75

мелкозернистого групп:

А ......................................................... 1,75

Б ......................................................... 2,00

В ......................................................... 1,50

легкого и поризованного ........ не менее 1,50

ячеистого.................................................. 2,50

значение *ϕl* для мелкозернистого, легкого, поризованного и ячеистого бетонов в водонасыщенном состоянии умножают на коэффициент 0,8, а при попеременном водонасыщении и высушивании — на коэффици­ент 1,2;

η — коэффициент, принимаемый равным:

при стержневой арматуре

периодического профиля .................1,0

стержневой арматуре гладкой .........1,3

проволочной арматуре

периодического профиля и

кана­тах .............................................1,2

гладкой арматуре ............................1,4

*σs —* напряжение в стержнях крайнего ряда арма­туры *S* или (при наличии предварительного напряжения) приращение напряжений от действия внешней нагрузки, определяемое согласно указаниям п. 4.15;

*μ —* коэффициент армирования сечения, прини­маемый равным отношению площади сече­ния арматуры *S* к площади сечения бетона (при рабочей высоте *h*0 и без учета сжатых свесов полок), но не более 0,02;

*d* — диаметр арматуры, мм.

Для элементов, к трещиностойкости которых предъявляются требования 2-й категории, ширина раскрытия трещин определяется от суммарного действия постоянных, длительных и кратковре­менных нагрузок при коэффициенте *ϕl* = 1,0.

Для элементов, к трещиностойкости которых предъявляются требования 3-й категории, ширина продолжительного раскрытия трещин определяется от действии постоянных и длительных нагрузок при коэффициенте *ϕl* > 1,0. Ширина непродолжитель­ного раскрытия трещин определяется как сумма ширины продолжительного раскрытия и прираще­ния ширины раскрытия от действия кратковременных нагрузок, определяемого при коэффициенте *ϕl* = 1,0.

Ширина раскрытия трещин, определенная по формуле (144), корректируется в следующих слу­чаях:

а) если центр тяжести сечения стержней крайнего ряда арматуры *S* изгибаемых, внецентренно сжатых, внецентренно растянутых при *e*0,*tot* ≥ 0,8*h*0 эле­ментов отстоит от наиболее растянутого волокна на расстоянии *а*2 > 0,2*h*, значение *acrc* должно быть увеличено путем умножения на коэффициент δ*a*, равный:

 (145)

и принимаемый не более 3;

б) для изгибаемых и внецентренно сжатых эле­ментов из тяжелого и легкого бетонов при *μ* ≤*.* 0,008 и *Mr*2 < *М*0 ширину раскрытия трещин от непродолжительного действия всех нагрузок допу­скается определять по линейной интерполяции между значением *acrc =* 0 при моменте *Мcrc* и значени­ем *acrc* вычисленным согласно указаниям настояще­го пункта при моменте *M*0 = *Мcrc* + *ψ bh*2 *Rbt,ser*,где *ψ* = 15 *μ* α/*η*, но не более 0,6. При этом ширина продолжительного раскрытия трещин от действия постоянных и длительных нагрузок определяется путем умножения найденного значения *acrc* от дей­ствия всех нагрузок на отношение



где  но не менее *ϕl*.

Здесь *μ*, *η* — то же, что и в формуле (144);

*Mr*1, *Mr*2 ⎯ моменты *Mr* соответственно от дейст­вия постоянных и длительных и от всех нагрузок (см. п. 4.5);

в) для элементов из легкого и поризованного бетонов классов В7,5 и ниже значение *acrc* должно быть увеличено на 20 %.

**4.15**. Напряжения в растянутой арматуре (или приращении напряжений) *σs* должны определяться по формулам для элементов:

центрально-растянутых

 (146)

изгибаемых

 (147)

внецентренно сжатых, а также внецентренно рас­тянутых при *e*0,*tot* ≥ 0,8*h*0

 (148)

Для внецентренно растянутых элементов при *e*0,*tot* < 0,8*h*0 значение *σs* определяется по фор­муле (148), принимая *z* = *zs* (где *zs —* расстояние между центрами тяжести арматуры *S* и *S’*).

Для элементов, выполняемых без предваритель­ного напряжения арматуры, значение усилия предва­рительного обжатия *P* допускается принимать рав­ным нулю.

В формуле (148) знак плюс" принимается при внецентренном растяжении, а знак минус" — при внецентренном сжатии. При расположении растягивающей продольной силы *N* между центрами тяже­сти арматуры *S* и *S’* значение *еs* принимается со зна­ком минус".

В формулах (147) и (148):

*z —* расстояние от центра тяжести площади сечения арматуры *S* до точки приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне сечения над тре­щиной, определяемое согласно указаниям п.4.28.

При расположении растянутой арматуры в не­сколько рядов по высоте сечения в изгибаемых, внецентренно сжатых, а также внецентренно растя­нутых элементах при *e*0,*tot* ≥ 0,8*h*0 напряжения *σs*, подсчитанные по формулам (147) и (148), должны умножаться на коэффициент δ*n,* равный:

 (149)

где *х* = *ξ h*0; значение *ξ* определяется по формуле (161);

*а*1, *а*2 — расстояния от центра тяжести площа­ди сечения соответственно всей арма­туры *S* и крайнего ряда стержней до наиболее растянутого волокна бе­тона.

Значение напряжения *σs* + *σsp*, а при многорядной растянутой арматуре δ*nσs* + *σsp* не должно пре­вышать *Rs,ser*.

На участках элементов, имеющих начальные тре­щины в сжатой зоне (см. п. 1.18), значение усилия предварительного обжатия *Р* следует снижать на ве­личину Δ*Р*, определяемую по формуле

 (150)

где λ определяется по формуле (136).

**4.16.** Глубина начальных трещин *hcrc* в сжатой зоне (см. п. 1.18) должна быть не более 0,5*h*0.

Значение *hcrc* определяется по формуле

 (151)

Значение *ξ* определяется по формуле (161), *ϕm* — по формуле (168) для зоны с начальными тре­щинами.

**Расчет по раскрытию трещин,**

**наклонных к продольной оси элемента**

**4.17.** Ширина раскрытия трещин, наклонных к продольной оси элемента, при армировании хомутами, нормальными к продольной оси, должна определяться по формуле

 (152)

где *ϕl ⎯* коэффициент, принимаемый равным при учете:

кратковременных нагрузок и

непродолжительного действия

по­стоянных и длительных

нагрузок .........................................................1,00

многократно повторяющейся

нагрузки, а также продолжительного

действия постоянных и длительных

нагрузок для конструкций из бе­тона:

тяжелого:

естественной влажности ....................... 1,50

в водонасыщенном состоянии .............. 1,20

при попеременном водонасыщении

и высушивании ....................................... 1,75

мелкозернистого, легкого, поризованного,

ячеистого — то же, что и в формуле (144);

*η ⎯* то же, что и в формуле (144);

*dw* — диаметр хомутов;



Напряжение в хомутах определяется по фор­муле

 (153)

значение напряжения *σsw* не должно превышать *Rs,ser*;

здесь *Q* и *Qb*1 ⎯ соответственно левая и правая части условия (84) при замене значения *Rbt* на *Rbt,ser*, при этом коэффициент γ*b*4 умно­жается на 0,8.

При отсутствии в рассматриваемой зоне действия поперечных сил нормальных трещин, т. е. если вы­полняется условие (124), допускается учитывать повышение поперечного усилия *Qb*1, воспринимае­мого элементом по расчету из условия (141).

Расчетные сопротивления *Rbt,ser* и *Rb,ser* не должны превышать значений, соответствующих бетону класса В30.

Для элементов из легкого бетона класса В7,5 и ниже значение *acrc*, вычисленное по формуле (152), должно быть увеличено на 30 %.

При определении ширины непродолжительного и продолжи­тельного раскрытия наклонных трещин должны учитываться указания п. 4.14 об учете дли­тельности действия нагрузок.

**РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ**

**ПО ЗАКРЫТИЮ ТРЕЩИН**

**4.18.** Железобетонные элементы должны рассчи­тываться по закрытию (зажатию) трещин: нормальных к продольной оси элемента; наклонных к продольной оси элемента.

**Расчет по закрытию трещин,**

**нормальных к продольной оси элемента**

**4.19.** Для обеспечения надежного закрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента, при действии постоянных и длительных нагрузок должны соблюдаться следующие требования:

а) в напрягаемой арматуре *S* от действия по­стоянных, длительных и кратковременных нагрузок не должны возникать необратимые деформации, что обеспечивается соблюдением условия

 (154)

где *σs* ⎯ приращение напряжения в напрягаемой ар­матуре *S* от действия внешних нагрузок, определяемое по формулам (146)—(148);

б) сечение элемента с трещиной в растянутой зо­не от действия постоянных, длительных и кратко­временных нагрузок должно оставаться обжатым при действии постоянных и длительных нагрузок с нормальными напряжениями сжатия *σb* на растя­гиваемой внешними нагрузками грани элемента не менее 0,5 МПа, при этом величина *σb* определяется как для упругого тела от действия внешних нагру­зок и усилия предварительного обжатия.

**4.20.** Для участков элементов, имеющих началь­ные трещины в сжатой зоне (см. п. 1.18), значение *σsp* в формуле (154) умножается на коэффициент, равный 1 — λ, а величина *Р* при определении напря­жения *σb* умножается на коэффициент, равный 1,1 (1 —λ), но не более 1,0, где значения λ опреде­ляются согласно указаниям п. 4.6\*.

**Расчет по закрытию трещин,**

**наклонных к продольной оси элемента**

**4.21.** Для обеспечения надежного закрытия трещин, наклонных к продольной оси элемента, оба главных напряжения в бетоне, определяемые со­гласно указаниям п. 4.11 на уровне центра тяжести приведенного сечения при действии постоянных и длительных нагрузок, должны быть сжимающи­ми и по величине не менее 0,6 МПа.

Указанное требование обеспечивается с помощью предварительно напряженной поперечной арматуры (хомутов или отогнутых стержней).

**РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ**

**ПО ДЕФОРМАЦИЯМ**

**4.22.** Деформации (прогибы, углы поворота) эле­ментов железобетонных конструкций следует вы­числять по формулам строительной механики, оп­ределяя входящие в них значения кривизны соглас­но указаниям пп. 4.23 — 4.30.

Величина кривизны и деформаций железобетон­ных элементов отсчитывается от их начального со­стояния, при наличии предварительного напряжения — от состоянии до обжатия.

Начальная кривизна самонапряженных элементов определяется с учетом содержания и положения про­дольной арматуры относительно бетонного сечения и величины обжатия бетона.

**4.23.** Кривизна определяется:

а) для участков элемента, где в растянутой зоне не образуются трещины, нормальные к продольной оси элемента, — как для сплошного тела;

б) для участков элемента, где в растянутой зоне имеются трещины, нормальные к продольной оси, — как отношение разности средних деформаций край­него волокна сжатой зоны бетона и продольной растянутой арматуры к рабочей высоте сечения эле­мента.

Элементы или участки элементов рассматрива­ются без трещин в растянутой зоне, если трещины не образуются при действии постоянных, длитель­ных и кратковременных нагрузок или если они закрыты при действии постоянных и длительных нагрузок, при этом нагрузки вводятся в расчет с коэффициентом надежности по нагрузке γ*f* = 1,0.

**Определение кривизны железобетонных элементов**

**на участках без трещин в растянутой зоне**

**4.24**. На участках, где не образуются нормаль­ные к продольной оси трещины, полная величина кривизны изгибаемых, внецентренно сжатых и внецентренно растянутых элементов должна опреде­ляться по формуле

 (155)

где  — кривизна соответственно от кратковременных (опреде­ляемых согласно указаниям п. 1.12\*) и от постоянных и длительных временных нагрузок (без учета усилия *Р*), определяемая по формулам:

 (156)

здесь *М* — момент от соответствующей внешней нагрузки (кратковременной, дли­тельной) относительно оси, нормаль­ной к плоскости действия изгибаю­щего момента и проходящей через центр тяжести приведенного сечения;

*ϕb*1 — коэффициент, учитывающий влияние кратковременной ползучести бетона и принимаемый для бетонов:

тяжелого, мелкозернистого, легкого

при плотном мелком заполните­ле,

а также ячеистого (для двуслойных

предварительно напряженных

конструкций из ячеистого и

тяже­лого бетонов) ......................................0,85

легкого при пористом мелком

заполнителе, поризованного .....................0,70

*ϕb*2 *—* коэффициент, учитывающий влияние длительной ползучести бетона на де­формации элемента без трещин и принимаемый по табл. 34;

 — кривизна, обусловленная выгибом элемента от кратковременного дейст­вия усилия предварительного обжа­тия *Р* и определяемая по формуле

 (157)

 — кривизна, обусловленная выгибом элемента вследствие усадки и ползу­чести бетона от усилия предваритель­ного обжатия и определяемая по формуле

 (158)

здесь *εb*, *ε’b —* относительные деформации бетона, вызванные его усадкой и ползу­честью от усилия предварительного обжатия и определяемые соответственно на уровне центра тяжести рас­тянутой продольной арматуры и крайнего сжатого волокна бетона по формулам:

 (159)

Значение *σb* принимается численно равным сум­ме потерь предварительного напряжения от усадки и ползучести бетона по поз. 6, 8 и 9 табл. 5 для арма­туры растянутой зоны, а *σ’b* — тоже для напрягаемой арматуры, если бы она имелась не уровня край­него сжатого волокна бетона.

Таблица 34

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| Длительность | Коэффициент *ϕb*2, учитывающий влияние длительной ползучести бетона на деформации элемента без трещин,  для конструкций из бетона | | | |
| действия нагрузки | тяжелого, легкого, поризованного, ячеистого (для двуслойных предварительно | мелкозернистого  групп | | |
|  | напря­женных конст­рукций из ячеистого и тяжелого бетонов) | А | Б | В |
| 1. Непродолжительное действие | 1,0 | 1,0 | 1,0 | 1,0 |
| 2. Продолжительное дейст­вие при влажности воздуха окружающей среды, %:  а) 40 ⎯ 75 | 2,0 | 2,6 | 3,0 | 2,0 |
| б) ниже 40 | 3,0 | 3,9 | 4,5 | 3,0 |

Примечания: 1. Влажность воздуха окружающей среды принимается согласно указаниям п. 1.8.

2. Группы мелкозернистого бетона приведены в п. 2.3.

3. При попеременном водонасыщении и высушивании бетона значение *ϕb*2при продолжительном действии нагрузки следует умножать на коэффициент 1,2.

4. При влажности воздуха окружающей среды свыше 75 % и при загружении бетона в водонасыщенном состояниизначения *ϕb*2 по поз. 2а настоящей таблицы следует умножать на коэффициент 0,8.

При этом сумма  принимается не менее Для элементов без предварительного напряжения значения кривизны  и допускается принимать равными нулю.

**4.25.** При определении кривизны элементов с на­чальными трещинами в сжатой зоне (см. п. 1.18) значения , , и , определенные поформулам (156) и (157), должны быть увеличены на 15 %, а значение , определенное по формуле (158), на 25 %.

**4.26.** На участках, где образуются нормальные трещины в растянутой зоне, но при действии рассматриваемой нагрузки обеспечено их закрытие, значения кривизны , , и , входя­щие в формулу (155), увеличиваются на 20 %.

**Определение кривизны железобетонных элементов**

**на участках с трещинами в растянутой зоне**

**4.27.** На участках, где в растянутой зоне образуются нормальные к продольной оси элемента трещины, кривизна изгибаемых, внецентренно сжатых, а также внецентренно растянутых при *е*0*,tot* ≥ 0,8*h*0 элементов прямоугольного, таврового и двутавро­вого (коробчатого) сечений должна определяться по формуле

 (160)

где *М —* момент относительно оси, нормальной к плоскости действия момента и про­ходящей через центр тяжести площади сечения арматуры *S*, от всех внешних сил, расположенных по одну сторону от рассматриваемого сечения, и от уси­лия предварительного обжатия *Р*;

*z ⎯* расстояние от центра тяжести площади сечения арматуры *S* до точки приложения равнодействующей усилий в сжа­той зоне сечения над трещиной, опреде­ляемое согласно указаниям п. 4.28;

*ψs —* коэффициент, учитывающий работу растянутого бетона на участке с тре­щинами и определяемый согласно ука­заниям п. 4.29;

*ψb, —* коэффициент, учитывающий неравномерность распределения деформаций крайнего сжатого волокна бетона по длине участка с трещинами и прини­маемый равным:

для тяжелого, мелкозернистого

и легкого бетонов класса

выше В7,5 ................................................ 0,9

для легкого, поризованного

и ячеистого бетонов класса

В7,5 и ниже ............................................. 0,7

для конструкций, рассчитываемых

на действие многократно

повторяющейся нагрузки,

независимо от вида и класса

бетона ..................................................... 1,0

*ϕf* — коэффициент, определяемый по фор­муле (164);

*ξ* — относительная высота сжатой зоны бе­тона, определяемая согласно указаниям п. 4.28;

*v* ⎯ коэффициент, характеризующий упругопластическое состояние бетона сжатой зоны и принимаемый по табл. 35;

*Ntot ⎯* равнодействующая продольной силы *N* и усилия предварительного обжатия *Р* (при внецентренном растяжении сила *N* принимается со знаком минус").

Для элементов, выполняемых без предваритель­ного напряжения арматуры, усилие *Р* допускается принимать равным нулю.

При определении кривизны элементов на участ­ках с начальными трещинами в сжатой зоне (см. п. 1.18) значение *Р* снижается на величину Δ*Р*, определяемую по формуле (150).

Таблица 35

|  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| Длительность | Коэффициент *v*, характеризующий упругопластическое состояние бетона сжатой зоны, для конструкций из бетона | | | | | |
| действия нагрузки | тяжелого, легкого | поризован-ного | мелкозернистого  групп | | | ячеистого |
|  |  |  | А | Б | В |  |
| 1. Непродолжительное дей­ствие | 0,45 | 0,45 | 0,45 | 0,45 | 0,45 | 0,45 |
| 2. Продолжительное действие при влажности воздуха окружаю­щей среды, %:  а) 40 ⎯ 75 | 0,15 | 0,07 | 0,10 | 0,08 | 0,15 | 0,20 |
| б) ниже 40 | 0,10 | 0,04 | 0,07 | 0,05 | 0,10 | 0,10 |

Примечания: 1. Влажность воздуха окружающей среды принимается согласно указаниям п. 1.8.

2. виды мелкозернистого бетона приведены в п. 2.3.

3. При попеременном водонасыщении и высушивании бетона сжатой зоны значения *v* при продолжительном дейст­вии нагрузки следует разделить на коэффициент 1,2.

4. При влажности воздуха окружающей среды выше 75 % и при загружении бетона в водонасыщенном состоянии значения *v* по поз. 2а настоящей таблицы следует разделить на коэффициент 0,8.

Для изгибаемых и внецентренно сжатых элемен­тов из тяжелого бетона при *Mcrc* < *Mr*2 *<* (*Mcrc + ψ bh*2*Rbt,ser*)кривизну от момента *Mr*2 допуска­ется определять по линейной интерполяции между значениями кривизны, определенными при моменте *Мcrc* как для сплошного упругого тела согласно указаниям пп. 4.24, 4.25, 4.26 и при моменте *Мcrc + ψbh*2 *Rbt,ser* согласно указаниям настоящего пункта. Коэффициент *ψ* принимается согласно ука­заниям п. 4.14б с уменьшением его значения и два раза при учете продолжительного действия постоян­ных и длительных нагрузок.

**4.28.** Значение *ξ* вычисляется по формуле

 (161)

но принимается не более 1,0.

Для второго слагаемого правой части формулы (161) верхние знаки принимаются при сжимающем, а нижние — при растягивающем усилии *Ntot* (см. п. 4.27).

В формуле (161):

*β —* коэффициент, принимаемый равным для бетона:

тяжелого и легкого ................... 1,8

мелкозернистого ....................... 1,6

ячеистого и поризованного ...... 1,4

 (162)

 (163)

 (164)

*еs,tot ⎯* эксцентриситет силы *Ntot* относительно центра тяжести площади сече­ния арматуры *S*; соответствует мо­менту *М* (см. п. 4.27 ) и определя­ется по формуле

 (165)

Значение *z* вычисляется по формуле

 (166)

Для внецентренно сжатых элементов значение *z* должно приниматься не более 0,97*es,tot*.

Для элементов прямоугольного сечения и тавро­вого с полкой в растянутой зоне в формулы (163) и (166) вместо *h’f* подставляются значения 2 *а’* или *h’f* = 0 соответственно при наличии или отсутствии арматуры *S’*.

Расчет сечений, имеющих полку в сжатой зоне, при  производится как прямоугольных шириной *b’f*.

Расчетная ширина полки *b’f* определяется соглас­но указаниям п. 3.16.

**4.29.** Коэффициент *ψs* для элементов из тяжело­го, мелкозернистого, легкого бетонов и двуслойных предварительно напряженных конструкций из ячеи­стого и тяжелого бетонов определяется по формуле

 (167)

но не более 1,0, при этом следует принимать



Для изгибаемых элементов, выполняемых без предварительного напряжения арматуры, последний член в правой части формулы (167) допускается принимать равным нулю.

В формуле (167):

*ϕls* ⎯ коэффициент, учитывающий влияние длительности действия нагрузки и при­нимаемый по табл. 36;

*es,tot ⎯* см. формулу (165);

 (168)

но не более 1,0;

здесь *Wpl ⎯* см. формулу (138);

*Mr*, *Mrp* — см. п. 4.5, при этом за положительные принимаются моменты, вызывающие растяжение в арматуре *S*.

Таблица 36

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
| Длительность действия | Коэффициент *ϕls* при классе бетона | |
| нагрузки | выше В7,5 | В7,5 и ниже |
| 1. Непродолжительное действие при арматуре:  а) стержневой:  гладкой | 1,0 | 0,7 |
| периодического про­филя | 1,1 | 0,8 |
| б) проволочной | 1,0 | 0,7 |
| 2. Продолжительное дейст­вие (независимо от вида арматуры) | 0,8 | 0,6 |

Для однослойных конструкций из ячеистого бетона (без предварительного напряжения) значение *ψs* вычисляется по формуле

 (169)

где *Mser* — момент, воспринимаемый сечением элемента из расчета по прочности при расчетных сопротивлениях арматуры и бетона для предельных состояний вто­рой группы;

*ϕl* — коэффициент, принимаемый равным:

при непродолжительном действии

нагрузки для арматуры периодического

профиля ............................................................. 0,6

то же, для гладкой арматуры ........................... 0,7

при продолжительном действии

нагрузки независимо от профиля

арматуры .......................................................... 0,8

Для конструкций, рассчитываемых на выносли­вость. значение коэффициента *ψs* принимается во всех случаях равным 1,0.

**4.30.** Полная кривизна  для участка с трещи­нами в растянутой зоне должна определяться по формуле

 (170)

где  — кривизна от непродолжительного действия всей нагрузки, на которую про­изводится расчет по деформациям согласно указаниям п. 1.20;

 — кривизна от непродолжительного действия постоянных и длительных нагрузок;

 **—** кривизна от продолжительного действия постоянных и длительных нагру­зок;

 — кривизна, обусловленная выгибом элемента вследствие усадки и ползучести бетона от усилия предварительного об­жатия и определяемая по формуле (158) согласно указаниям п. 4.25.

Кривизна , и  определяется по формуле (160), при этом и  вычисляют­ся при значениях *ψs* и *v*, отвечающих непродолжи­тельному действию нагрузки, а  ⎯ при *ψs* и *v*,отвечающих продолжительному действию нагрузки. Если значения  и  оказываются отрица­тельными, то они принимаются равными нулю.

**Определение прогибов**

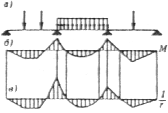
**4.31.** Прогиб *fm*, обусловленный деформацией изгиба, определяется по формуле

 (171)

где  ⎯ изгибающий момент в сечении *х* от дей­ствия единичной силы, приложенной по направлению искомого перемещения элемента в сечении*х* по длине пролета, для которого определяется прогиб;

 — полная кривизна элемента в сечении *х* от нагрузки, при которой определяется прогиб; значения  определяются по формулам (155) и (170) соответствен­но для участков без трещин и с трещинами; знак  принимается в соответст­вии с эпюрой кривизны.

Для изгибаемых элементов постоянного сечения без предварительного напряжения арматуры, имею­щих трещины, на каждом участке, в пределах ко­торого изгибающий момент не меняет знака, кривизну допускается вычислять для наиболее напря­женного сечения, принимая ее для остальных сече­ний такого участка изменяющейся пропорционально значениям изгибающего момента (черт. 21).



Черт. 21. Эпюры изгибающих моментов и кривиз­ны для железобетонных

элементов постоянного сечения

*а ⎯* схема расположения нагрузи; *б ⎯* эпюра изгибающих моментов;

*в* — эпюра кривизны

**4.32.** Для изгибаемых элементов при  < 10 необходимо учитывать влияние поперечных сил на их прогиб. В этом случае полный прогиб *ftot* равен сумме прогибов, обусловленных соответственно деформацией изгиба *fm* и деформацией сдвига *fq*.

**4.33.** Прогиб *fq*, обусловленный деформацией сдвига, определяется по формуле

 (172)

где  *—* поперечная сила в сечении *х* от действия по направлению искомого перемещения единичной силы, приложен­ной в сечении, где определяется про­гиб;

γ*х* — деформация сдвига, определяемая по формуле

 (173)

здесь *Qx* — поперечная сила в сечении *х* от дейст­вия внешней нагрузки;

*G —* модуль сдвига бетона (см. п. 2.16);

*ϕb*2 ⎯ коэффициент, учитывающий влияние длительной ползучести бетона и при­нимаемый по табл. 34;

*ϕcrc* ⎯ 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, —1,0; на уча­стках, где имеются только наклон­ные к продольной оси элемента тре­щины, — 4,8; на участках, где имеют­ся только нормальные или нормаль­ные и наклонные к продольной оси элемента трещины, — по формуле

 (174)

где  —соответственно момент от внешней нагрузки и полная кривизна в се­чении *х* от нагрузки, при которой определяется прогиб.

**4.34.** Для сплошных плит толщиной менее 25 см (кроме опертых по контуру), армированных плос­кими сетками, с трещинами в растянутой зоне зна­чения прогибов, подсчитанные по формуле (171), умножаются на коэффициент  принимаемый не более 1,5, где *h*0 — в см.

**4.35.** При расчете элементов с однорядным арми­рованием (черт. 22) методом конечных элементов (или другими математическими методами) вместо уравнения (160) допускается использовать симметризированную систему физических зависимостей в виде:

 (175)

где  (176)

 (177)

 (178)

 (179)

 (180)

 (181)

*ε*0 — удлинения или укорочения вдоль оси *у*;

*Мact —* момент внешних сил, расположенных по одну сторону рассматриваемого се­чения, относительно оси *y*;

*Nact ⎯* внешняя продольная сила, приложен­ная на уровне оси *y* и принимаемая при растяжении со знаком плюс";

*zs*, *zb* — расстояния от оси *у* до точки приложе­ния равнодействующей усилий соот­ветственно в растянутой арматуре и в сжатом бетоне;

*ξ* — определяется согласно указаниям п. 4.28;

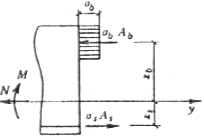
*v —* коэффициент, принимаемый по табл. 35;

*ϕf* — коэффициент, определяемый по фор­муле (164) без учета арматуры, распо­ложенной в сжатой зоне сечения;

*ψs —* определяется согласно указаниям п. 4.29;

*ψb ⎯* определяется согласно указаниям п. 4.27.

Ось *у* располагается в пределах рабочей высоты сечения исходя из удобства расчетной схемы. Если ось *у* располагается выше центра тяжести площади сечения сжатой зоны, то величину *zb* следует принимать отрицательной.



Черт.22. Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном

к продольной оси элемента, с однорядным армированием при расчете

по деформациям

Для второго слагаемого в формуле (176) знак минус" принимается, если усилие *Р* приложено ниже оси *у,* если усилие *Р* приложено выше оси *y*, то следует принимать знак плюс".

Для первого слагаемого в формуле (177) знак плюс" принимается при растягивающем, а знак минус" — при сжимающем усилии *Nact*.

**4.36.** При расчете элементов с многорядным рас­положением арматуры (черт. 23) рекомендуется использовать общую систему физических зави­симостей вида:

 (182)

где

 (183)

 (184)

 (185)

*i* — порядковый номер стержня продольной растянутой арматуры;

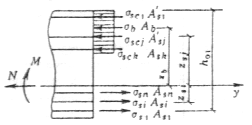
*j* — то же, сжатой арматуры;

*ξ*1 — относительная высота сжатой зоны сечения, равная 

*ϕf* — вычисляется по формуле (164) без уче­та арматуры *S’*;

*zsi*, *zsj* — расстояния от центра тяжести *i*-й и *j*-й арматуры до оси *y*.

В формуле (184) значения *zsi*, *zsj*, *zb*, принима­ются положительными, если откладываются ниже оси *y*. В противном случае их следует принимать с отрицательным знаком.



Черт. 23. Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном

к продольной оси элемента, с многорядным армированием при расчете

по деформациям

Значения *ξ*1 и *ψsi* для зависимостей (183) — (185) допускается определять согласно указаниям пп. 4.28 и 4.29, заменяя в расчетных формулах *h*0 на *h*01, *Fa* на  (при определе­нии *μ*), *ϕm* на 

**5. КОНСТРУКТИВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ**

**5.1.** При проектировании бетонных и железобе­тонных конструкций для обеспечения условий их изготовления, требуемой долговечности и совмест­ной работы арматуры и бетона надлежит выполнять конструктивные требования, изложенные в настоя­щем разделе.

**МИНИМАЛЬНЫЕ РАЗМЕРЫ**

**СЕЧЕНИЯ ЭЛЕМЕНТОВ**

**5.2.** Минимальные размеры сечения бетонных и железобетонных элементов, определяемые из расчета по действующим усилиям и соответствующим группам предельных состояний, должны назначаться с учетом экономических требований, необходи­мости унификации опалубочных форм и армирова­ния, а также условий принятой технологии изготов­ления конструкций.

Кроме того, размеры сечения элементов железо­бетонных конструкций должны приниматься та­кими, чтобы соблюдались требования в части распо­ложения арматуры в сечении (толщины защитных слоев бетона, расстояния между стержнями и т. п.) и анкеровки арматуры.

**5.3.** Толщина монолитных плит должна прини­маться, мм, не менее:

для покрытий ......................................................40

междуэтажных перекрытий жилых

и общественных зданий .....................................50

для междуэтажных перекрытий

производственных зданий .................................60

для плит из легкого бетона класса В7,5

и ни­же во всех случаях ......................................70

Минимальная толщина сборных плит должна оп­ределяться из условия обеспечения требуемой тол­щины защитного слоя бетона и условий расположе­ния арматуры по толщине плиты (см. пп. 5.4 — 5.12).

Размеры сечений внецентренно сжатых элемен­тов должны приниматься такими, чтобы их гиб­кость *l*0/*i* любом направлении, как правило, не превышала:

для железобетонных элементов

из тя­желого, мелкозернистого

и легкого бетонов ......................................... 200

для колонн, являющихся

элементами зданий........................................ 120

для бетонных элементов из тяжелого,

мелкозернистого, легкого

и поризованного бетонов ...............................90

для бетонных и железобетонных

элементов из ячеистого бетона ......................70

**ЗАЩИТНЫЙ СЛОЙ БЕТОНА**

**5.4.** Защитный слой бетона для рабочей арматуры должен обеспечивать совместную работу арматуры с бетоном на всех стадиях работы конструкции, а также защиту арматуры от внешних атмосферных, температурных и тому подобных воздействий.

**5.5.** Для продольной рабочей арматуры (ненапрягаемой и напрягаемой, натягиваемой на упоры) тол­щина защитного слоя, мм, должна быть, как прави­ло, не менее диаметра стержня или каната и не менее:

в плитах и стенках толщиной, мм:

до 100 включ. ..............................................10

св. 100 ..........................................................15

в балках и ребрах высотой, мм:

менее 250 .....................................................15

250 и более ..................................................20

в колоннах .........................................................20

в фундаментных балках ....................................30

в фундаментах:

сборных ........................................................30

монолитных при наличии бетонной

подготовки ...................................................35

монолитных при отсутствии бетонной

под­готовки ...................................................70

В однослойных конструкциях из легкого и поризованного бетонов класса В7,5 и ниже толщина за­щитного слоя должна составлять не менее 20 мм, а для наружных стеновых панелей (без фактурного слоя) — не менее 25 мм.

В однослойных конструкциях из ячеистого бе­тона толщина защитного слоя во всех случаях при­нимается не менее 25 мм.

**5.6.** Толщина защитного слоя бетона для попереч­ной, распределительной и конструктивной арматуры должна приниматься не менее диаметра указанной арматуры и не менее, мм:

при высоте сечения элемента менее 250 мм ....... 10

равной 250 мм

и более .....................................................................15

В элементах из легкого и поризованного бетонов класса В7,5 и ниже, из ячеистого бетона независимо от высоты сечения толщина защитного слоя бетона для поперечной арматуры принимается не менее 15 мм.

**5.7\*.** Толщина защитного слоя бетона у концов предварительно напряженных элементов на длине зоны передачи напряжении (см. п. 2.29) должна составлять не менее:

для стержневой арматуры классов А-IV,

А-IIIв ................................................................. 2 *d*

для стержневой арматуры классов А-V,

А-VI, Ат-VII...................................................... 3 *d*

для арматурных канатов ................................. 2 *d*

(где *d* — в мм).

Кроме того, толщина защитного слоя бетона на указанном участке длины элемента должна быть не менее 40 мм — для стержневой арматуры всех классов и не менее 20 мм — для арматурных ка­натов.

Допускается защитный слой бетона сечения у опоры для напрягаемой арматуры с анкерами и без них принимать таким же, как для сечения в пролете, в следующих случаях:

а) для предварительно напряженных элемен­тов с сосредоточенной передачей опорных усилий при наличии стальной опорной детали и косвенной арматуры (сварных поперечных сеток или охваты­вающих продольную арматуру хомутов) согласно указаниям п. 5.61;

б) в плитах, панелях, настилах и опорах ЛЭП при условии постановки у концов дополнительной по­перечной арматуры (корытообразных сварных се­ток или замкнутых хомутов), предусмотренной п. 5.61.

**5.8.** В элементах с напрягаемой продольной ар­матурой, натягиваемой на бетон и располагаемой в каналах, расстояние от поверхности элемента до поверхности канала должно приниматься не менее 40 мм и не менее ширины канала; указанное рас­стояние до боковых граней элемента должно быть, кроме того, не менее половины высоты канала.

При расположении напрягаемой арматуры в па­зах или снаружи сечения элемента толщина защит­ного слоя батона, образуемого последующим тор­кретированием или иным способом, должна приниматься не менее 20 мм.

**5.9.** Для возможности свободной укладки в фор­му цельных арматурных стержней, сеток или карка­сов, идущих по всей длине или ширине изделия, концы этих стержней должны отстоять от грани элемента при соответствующем размере изделия до 9 м ⎯ на 10 мм, до 12 м ⎯ на 15 мм, свыше 12м ⎯ на 20 мм.

**5.10.** В полых элементах кольцевого или короб­чатого сечения расстояние от стержней продольной арматуры до внутренней поверхности бетона долж­но удовлетворять требованиям пп. 5.5 и 5.6.

**МИНИМАЛЬНЫЕ РАССТОЯНИЯ**

**МЕЖДУ СТЕРЖНЯМИ АРМАТУРЫ**

**5.11.** Расстояния в свету между стержнями арматуры (или оболочками каналов) по высоте и шири­не сечения должны обеспечивать совместную работу арматуры с бетоном и назначаться с учетом удобства укладки и уплотнения бетонной смеси; для пред­варительно напряженных конструкций должны также учитываться степень местного обжатия бетона и габариты натяжного оборудования (домкратов, зажимов и т. п.). В элементах, изготовляемых с помощью виброштампующих машин или штыковых вибраторов, должно быть обеспечено свободное про­хождение между арматурными стержнями элемен­тов этих машин или наконечников вибраторов, уплотняющих бетонную смесь.

**5.12.** Расстояния а свету между отдельными стержнями продольной ненапрягаемой арматуры либо напрягаемой арматуры, натягиваемой на упоры, а также между продольными стержнями соседних плоских сварных каркасов должны при­ниматься не менее наибольшего диаметра стержней, а также:

а) если стержни при бетонировании занимают горизонтальное или наклонное положение — не менее: для нижней арматуры — 25 мм, для верхней — 30 мм; при расположении нижней арматуры более чем в два ряда по высоте расстояние между стержнями в горизонтальном направлении (кроме стержней двух нижних рядов) должно быть не менее 50 мм;

б) если стержни при бетонировании занимают вертикальное положение — не менее 50 мм; при систематическом контроле фракционирования заполнителей бетона это расстояние может быть уменьшено до 35 мм, но при этом должно быть не менее полуторакратного наибольшего размера круп­ного заполнителя.

При стесненных условиях допускается распопа-гать стержни арматуры попарно (без зазора между ними).

В элементах с напрягаемой арматурой, натягивае­мой на бетон (за исключением непрерывно армиро­ванных конструкций), расстояние в свету между ка­налами для арматуры должно быть, как правило, не менее диаметра канала и во всяком случае не менее 50 мм.

Примечание. Расстояние в свету между стерж­нями периодического профиля принимается по номиналь­ному диаметрубез учета выступов и ребер.

**АНКЕРОВКА НЕНАПРЯГАЕМОЙ АРМАТУРЫ**

**5.13.** Стержни периодического профиля, а также гладкие стержни, применяемые в сварных карка­сах и сетках, выполняются без крюков. Растянутые гладкие стержни вязаных каркасов и сеток должны заканчиваться крюками, лапками или петлями.

**5.14.** Продольные стержни растянутой и сжатой арматуры должны быть заведены за нормальное к продольной оси элемента сечение, в котором они учитываются с полным расчетным сопротивлением, на длину не менее *lan*, определяемую по формуле

 (186)

но не менее *lan* *= λan d*,

где значения *ωan*,Δ*λan* и *λan*, а также допускаемые минимальные величины *lan* определяются по табл. 37. При этом гладкие арматурные стержни должны оканчиваться крюками или иметь приваренную поперечную арматуру по длине заделки. К величине *Rb* допускается вводить коэффициенты условий рабо­ты бетона, кроме *γb*2.

Для элементов из мелкозернистого бетона груп­пы Б значения *lan*, определяемые по формуле (186), должны быть увеличены на 10 *d* для растянутого бетона и на 5 *d* ⎯ для сжатого.

В случае, когда анкеруемые стержни поставлены с запасом по площади сечения против требуемой расчетом по прочности с полным расчетным сопротивлением, вычисленную по формуле (186) длину анкеровки *lan* допускается уменьшать, умножая на отношение необходимой по расчету и фактичес­кой площадей сечения арматуры.

Если по расчету вдоль анкеруемых стержней об­разуются трещины от растяжения бетона, то стерж­ни должны быть заделаны в сжатую зону бетона на длину *lan*, определяемую по формуле (186).

При невозможности выполнения указанных тре­бований должны быть приняты меры по анкеровке продольных стержней для обеспечения их работы с полным расчетным сопротивлением в рассматри­ваемом сечении (постановка косвенной арматуры, приварка к концам стержней анкерующих пластин или закладных деталей, отгиб анкерующих стерж­ней). При этом величина *lan* должна быть не менее 10 *d*.

Для закладных деталей должны учитываться следующие особенности. Длину растянутых анкер­ных стержней закладных деталей, заделанных в растянутом или в сжатом бетоне, при  или  следует определять по формуле (186), пользуясь значениями *ωan*, Δ*λan*, *λan* по поз. 1а табл. 37. В остальных случаях указанные значения следует принимать по поз. 1б табл. 37. Здесь *σbc* ⎯ сжимающие напряжения в бетоне, действующие перпендикулярно анкерному стержню и определяемые как для упругого материала по приведенному сечению от постоянно действующих нагрузок при коэффициенте надежности по нагруз­ке *γf* = 1,0.

При действии на анкерные стержни закладной детали растягивающих и сдвигающих усилий правая часть формулы (186) умножается на коэффициент δ, определяемый по формуле

 (187)

Таблица 37

|  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| Условия работы | Коэффициенты для определения анкеровки  ненапрягаемой арматуры | | | | | | | |
| ненапрягаемой | периодического профиля | | | | гладкой | | | |
| арматуры | *ωan* | Δ*λan* | *λan* | *lan*, мм | *ωan* | Δ*λan* | *λan* | *lan*, мм |
|  |  |  | не менее | |  |  | не менее | |
| 1. Заделка арматуры:  а) растянутой в растянутом бетоне | 0,70 | 11 | 20 | 250 | 1,20 | 11 | 20 | 250 |
| б) сжатой или растянутой в сжатом бетоне | 0,50 | 8 | 12 | 200 | 0,80 | 8 | 15 | 200 |
| 2. Стыки арматуры внахлестку:  а) в растянутом бетоне | 0,90 | 11 | 20 | 250 | 1,55 | 11 | 20 | 250 |
| б) в сжатом бетоне | 0,65 | 8 | 15 | 200 | 1,00 | 8 | 15 | 200 |

где *Nan*1, *Qan*1 *⎯* соответственно растягивающее и сдвигающее усилие в анкерном стержне.

При этом длина анкерных стержней должна быть не меньше минимальных значений *lan* согласно тре­бованиям настоящего пункта.

Анкера из гладкой арматуры класса А-I следует применять только при наличии усилений на их кон­цах в виде пластинок, высаженных головок и попе­речных коротышей. Длина этих анкеров опреде­ляется расчетом на выкалывание и смятие бетона. Допускается применение анкеров из указанной ста­ли с крюками на концах для конструктивных дета­лей.

**5.15.** Для обеспечения анкеровки всех продоль­ных стержней арматуры, заводимых за грань опоры, на крайних свободных опорах изгибаемых элемен­тов должны выполняться следующие требования:

а) если соблюдаются условия п. 3.32, длина за­пуска растянутых стержней за внутреннюю грань свободной опоры должна составлять не менее 5 *d*;

б) если условия п. 3.32 не соблюдаются, длина запуска стержней за внутреннюю грань свободной опоры должна быть не менее 10 *d*.

Длина зоны анкеровки *lan* на крайней свободной опоре, на которой снижаются расчетные сопротивле­ния арматуры (см. п. 2.28\* и табл. 24\*), определяется согласно указаниям п. 5.14 и поз. 1б табл. 37.

При наличии косвенной арматуры длина зоны ан­керовки снижается делением коэффициента *ωan* на величину 1 + 12*μv* и уменьшением коэффициента Δ*λan* на величину 10 *σb*/*Rb*.

Здесь *μv —* объемный коэффициент армирова­ния, определяемый:

при сварных

сетках ....................... по формуле (49)

(см.п. 3.22\*);

при огибающих

хомутах .................... по формуле



где *Asw —* площадь сечения огибающего хомута, расположенного у граней элемента; в любом случае значение *μv* прини­мается не более 0,06.

Напряжение сжатия бетона на опоре *σb* опреде­ляется делением опорной реакции на площадь опирания элемента и принимается не болев 0,5 *Rb*.

Косвенное армирование распределяется по длине зоны анкеровки от торца элемента до ближайшей к опоре нормальной трещине.

Длина запуска стержней за внутреннюю грань опоры уменьшается против требуемой настоящим пунктом, если величина *lan <* 10*d*, и принимается равной *lan*, но не менее 5*d*. В этом случае, а также при приварке концов стержней к надежно заанкеренным стальным закладным деталям снижение расчетного сопротивления продольной арматуры на опорном участке не производится.

**ПРОДОЛЬНОЕ АРМИРОВАНИЕ ЭЛЕМЕНТОВ**

**5.16.** Площадь сечения продольной арматуры в железобетонных элементах должна приниматься не менее указанной в табл. 38.

Таблица 38

|  |  |
| --- | --- |
| Условия работы арматуры | Минимальная площадь сечения продольной арматуры в железобетонных элементах,  % площади сечения бетона |
| 1. Арматура *S* в изгибаемых, а также во внецентренно растянутых эле­ментах при расположении продоль­ном силы за пределами рабочей высоты сечения | 0,05 |
| 2. Арматура *S*, *S’* во внецентренно растянутых элементах при расположении продольной силы между арматурой *S* и *S’* | 0,06 |
| 3. Арматура *S*, *S’* во внецентренно сжатых элементах при:  *l*0 /*i* < 17 | 0,05 |
| 17 ≤ *l*0 /*i* ≤ 35 | 0,10 |
| 35 < *l*0 /*i* ≤ 83 | 0,20 |
| *l*0 /*i* > 83 | 0,25 |

Примечание. Минимальная площадь сечения арма­туры, приведенная в настоящей таблице, относится к площади сечения бетона, равной произведению ширины пря­моугольного сечения либо ширины ребра таврового (двутаврового) сечения на рабочую высоту сечения *h*0. В элементах с продольной арматурой, расположенной равно­мерно по контуру сечения, а также в центрально-растянутых элементах указанная величина минимального армиро­вания относится к полной площади сечения бетона.

В элементах с продольной арматурой, располо­женной равномерно по контуру сечения, а также в центрально-растянутых элементах минимальная пло­щадь сечения всей продольной арматуры должна приниматься вдвое больше величин, указанных в табл. 38.

Минимальный процент содержания арматуры *S* и *S’* во внецентренно сжатых элементах, несущая спо­собность которых при расчетном эксцентриситете используется менее чем на 50 %, независимо от гибкости элементов принимается равным 0,05.

Требования табл. 38 не распространяются на ар­мирование, определяемое расчетом элемента для стадий транспортирования и возведения; в этом слу­чае площадь сечения арматуры определяется только расчетом по прочности. Если расчетом установлено, что несущая способность элемента исчерпывается одновременно с образованием трещин в бетоне рас­тянутой зоны, то должны учитываться требования п. 1.19 для слабоармированных элементов.

Требования настоящего пункта не учитываются при назначении площади сечения арматуры, уста­навливаемой по контуру плит или панелей из расче­та на изгиб в плоскости плиты (панели).

**5.17.** Диаметр, мм, продольных стержней сжатых элементов не должен превышать для бетона:

тяжелого и мелкозернистого класса

ниже В25 ......................................................40

легкого и поризованного классов:

В12,5 и ниже .......................................16

В15 ⎯ В25. .........................................25

В30 и выше .........................................40

ячеистого классов:

В10 и ниже .........................................16

В12,5 ⎯ В15 ......................................20

В изгибаемых элементах из легкого бетона с арматурой класса А-IV и ниже диаметр, мм, продоль­ных стержней не должен превышать для бетона классов:

В12,5 и ниже..............................16

В15 ⎯ В25 .................................25

В30 и выше ................................32

Для арматуры более высоких классов предель­ные диаметры стержней должны быть согласованы в установленном порядке.

В изгибаемых элементах из ячеистого бетона классеВ10 и ниже диаметр продольной арматуры должен быть ни более 16 мм.

Диаметр продольных стержней внецентренно сжатых элементов монолитных конструкций должен быть не менее 12 мм.

**5.18.** В линейных внецентренно сжатых элементах расстояния между осями стержней продольной арматуры должны приниматься в направлении, перпендикулярном плоскости изгиба, не более 400 мм, а в направлении плоскости изгиба ⎯ не более 500 мм.

**5.19.** Во внецентренно сжатых элементах, несущая способность которых при заданном эксцентри­ситете продольной силы используется менее чем на 50 %, а также в элементах с гибкостью *l*0/*i* < 17 (например, подколонниках), где по расчету сжатая арматура не требуется, а количество растяну­той арматуры не превышает 0,3 %, допускается не устанавливать продольную и поперечную арматуру, требуемую согласно указаниям пп. 5.18, 5.22 и 5.23, 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.

**5.20.** В балках шириной свыше 150 мм число про­дольных рабочих стержней, заводимых за грань опо­ры, должно быть не менее двух. В ребрах сборных панелей, настилов, часторебристых перекрытий и т. п. шириной 150 мм и менее допускается доведе­ние до опоры одного продольного рабочего стержня.

В плитах расстояния между стержнями, заводи­мыми за грань опоры, не должны превышать 400 мм, причем площадь сечения этих стержней на 1 м ширины плиты должна составлять не менее 1/3 площади сечения стержней в пролете, опреде­ленной расчетом по наибольшему изгибающему моменту.

В предварительно напряженных многопустотных (с круглыми пустотами) плитах, изготовляемых из тяжелого бетоне, высотой 300 мм и менее расстоя­ние между напрягаемой арматурой, заводимой за грань опоры, допускается увеличивать до 600 мм, если для сечений, нормальных к продольной оси плиты, величина момента трещинообразования *Mcrc*, определяемого по формуле (125), составляет не менее 80 % величины момента от внешней нагрузки, принимаемой с коэффициентом надеж­ности по нагрузке *γf* = 1,0.

При армировании неразрезных плит сварными рулонными сетками допускается вблизи промежуточных опор все нижние стержни переводить в верхнюю зону.

Расстояния между осями рабочих стержней в средней чести пролета плиты и над опорой (вверху) должны быть не более 200 мм при толщине плиты до 150 мм и не более 1,5 *h* при толщине пли­ты свыше 150 мм, где *h ⎯* толщина плиты.

**5.21.** В изгибаемых элементах при высоте сече­ния свыше 700 мм у боковых граней должны ставится 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 ребре элемента, но не более 200 мм.

**ПОПЕРЕЧНОЕ АРМИРОВАНИЕ ЭЛЕМЕНТОВ**

**5.22.** У всех поверхностей железобетонных элементов, вблизи которых ставится продольная ар­матура, должна предусматриваться также попе­речная арматура, охватывающая крайние продоль­ные стержни. При этом расстояния между попереч­ными стержнями у каждой поверхности элемента должны быть не более 600 мм и не более удвоенной ширины грани элемента.

Во внецентренно сжатых элементах с центрально-расположенной напрягаемой продольной арматурой (например, в сваях) постановка поперечной арма­туры не требуется, если сопротивление действию поперечных сил обеспечивается одним бетоном.

Поперечную арматуру допускается не ставить у граней тонких ребер изгибаемых элементов (шири­ной 150 мм и менее), по ширине которых распола­гается лишь один продольный стержень или сварной каркас.

Во внецентренно сжатых линейных элементах, а также в сжатой зоне изгибаемых элементов при на­личии учитываемой в расчете сжатой продольной арматуры хомуты должны ставиться на расстоянии:

в конструкциях из тяжелого, мелкозернистого, легкого и поризованного бетонов:

при *Rsc* ≤ 400 МПа ⎯ не более 500 мм и не более:

при вязаных каркасах — 15*d*, сварных — 20*d*;

при *Rsc* ≥ 450 МПа ⎯ не более 400 мм и не более:

при вязаных каркасах — 12*d*, сварных — 15*d*;

в конструкциях из ячеистого бетона при сварных каркасах — не более 500 мм и не более 40*d* (где *d —* наименьший диаметр сжатых продольных стержней, мм).

При этом конструкция поперечной арматуры должна обеспечивать закрепление сжатых стержней от их бокового выпучивания в любом направлении.

Расстояния между хомутами внецентренно сжа­тых элементов в местах стыкования рабочей армату­ры внахлестку без сверки должны составлять не более 10*d*.

Если насыщение элемента требуемой по расчету сжатой продольной арматурой *S’* составляет свыше 1,5 %, а также если все сечение элемента сжато и общее насыщение арматурой *S* и *S’* свыше 3 %, рас­стояние между хомутами должно быть не более 10*d* и не более 300 мм.

При проверке соблюдения требований настояще­го пункта продольные сжатые стержни, не учитываемые расчетом, не должны приниматься во внима­ние, если диаметр этих стержней не превышает 12 мм и половины толщины защитного слоя бетона.

**5.23.** Конструкция вязаных хомутов во внецентренно сжатых элементах должна быть такой, чтобы продольные стержни (по крайней мере через один) располагались в местах перегиба хомутов, а эти перегибы — на расстоянии не более 400 мм по ширине грани элемента. При ширине грани не более 400 мм и числе продольных стержней у этой грани неболее четырех допускается охват всех продольных стерж­ней одним хомутом.

При армировании внецентренно сжатых элемен­тов плоскими сварными каркасами два крайних каркаса (расположенные у противоположных гра­ней) должны быть соединены друг с другом для об­разования пространственного каркаса. Для этого у граней элемента, нормальных к плоскости карка­сов, должны ставиться поперечные стержни, при­вариваемые контактной сваркой к угловым про­дольным стержням каркасов, или шпильки, связы­вающие эти стержни, на тех же расстояниях, что и поперечные стержни плоских каркасов.

Если крайние плоские каркасы имеют промежу­точные продольные стержни, то они не реже чем через один и не реже чем через 400 мм по ширине грани элемента должны связываться шпильками с продольными стержнями, расположенными у проти­воположной грани. Шпильки допускается не ставить при ширине данной грани элемента не более 500 мм и числе продольных стержней у этой грани не более четырех.

**5.24.** Во внецентренно сжатых элементах с учи­тываемым в расчете косвенным армированием в виде сварных сеток (из арматуры классов А-I, A-II и А-III диаметром не более 14 мм и класса Вр-I) или в виде ненапрягаемой спиральной либо кольцевой арматуры должны быть приняты:

размеры ячеек сетки — не менее 45 мм. но не более 1/4 меньшей стороны сечения элемента и не более 100 мм;

диаметр навивки спиралей или диаметр колец — не менее 200 мм;

шаг сеток — не менее 60 мм, но не более 1/3 меньшей стороны сечения элемента и не более 150 мм;

шаг навивки спиралей или шаг колец — не менее 40 мм, но не более 1/5 диаметра сечения элемента и не более 100 мм.

Сетки и спирали (кольца) должны охватывать всю рабочую продольную арматуру.

При усилении концевых участков внецентренно сжатых элементов сварные сетки косвенного ар­мирования должны устанавливаться у торца в ко­личестве не менее четырех сеток на длине (считая от торца элемента) не менее 20*d* если продольная арматура выполняется из гладких стержней, и не менее 10*d —* из стержней периодического профиля.

**5.25.** Диаметр хомутов в вязаных каркасах вне­центренно сжатых линейных элементов должен при­ниматься не менее 0,25*d* и не менее 5 мм, где *d*  *—* наибольший диаметр продольных стержней.

Диаметр хомутов в вязаных каркасах изгибае­мых элементов должен приниматься, мм, не менее:

при высоте сечения элемента, равной

или менее 800 мм ......................................... 5

то же, свыше 800 мм .................................... 8

Соотношение диаметров поперечных и продоль­ных стержней в сварных каркасах и сварных сетных устанавливался из условия сварки по соответствующим нормативным документам.

**5.26.** В балочных конструкциях высотой свыше 150 мм, а также в многопустотных плитах (или аналогичных часторебристых конструкциях) высо­той свыше 300 мм должна устанавливаться поперечная арматура.

В сплошных плитах независимо от высоты, в многопустотных плитах, (или аналогичных часторебристых конструкциях) высотой минее 300 мм и в балочных конструкциях высотой менее 150 мм допускается поперечную арматуру не устанавли­вать. При этом должны быть обеспечены требования расчета согласно указаниям п. 3.32.

**5.27.** Поперечная арматура в балочных и плитных конструкциях, указанных в п. 5.26, устанавлива­ется:

на приопорных участках, равных при равно­мерно распределенной нагрузке 1/4 пролета, а при сосредоточенных нагрузках — расстоянию от опоры до ближайшего груза, но не менее 1/4 проле­та, с шагом:

при высоте сечения элемента *h*,

равной или менее 450 мм .................. не более *h*/2

и не более 150 мм

то же, свыше 450 мм .......................... не более *h*/3

и не более 500 мм

на остальной части пролета при высоте сечения элемента *h* свыше 300 мм устанавливается попе­речная арматура с шагом не более 3/4 *h* и не бо­лее 500 мм.

**5.28.** Поперечная арматура, предусмотренная для восприятия поперечных сил, должна иметь на­дежную анкеровку по концам путем приварки или охвата продольной арматуры, обеспечивающую равнопрочность соединений и хомутов.

**5.29.** Поперечная арматура в плитах в зоне продавливания устанавливается с шагом не более 1/3 *h* и не более 200 мм, при этом ширина зоны постанов­ки поперечной арматуры должна быть не менее 1,5 *h* (где *h* — толщина плиты).

Анкеровка указанной арматуры должна удовлет­ворять требованиям п. 5.28.

**5.30.** Поперечное армирование коротких консо­лей колонн выполняете» горизонтальными или наклонными под углом 45 хомутами. Шаг хому­тов должен быть не более *h*/4 и не более 150 мм (где *h* — высота консоли).

**5.31.** В элементах, работающих на изгиб с круче­нием, вязаные хомуты должны быть замкнутыми с надежной анкеровкой по концам, а при сварных каркасах все поперечные стержни обоих направ­лений должны быть приварены к угловым продоль­ным стержням, образуя замкнутый контур. При этом должна быть обеспечена равнопрочность соеди­нений и хомутов.

**СВАРНЫЕ СОЕДИНЕНИЯ АРМАТУРЫ**

**И ЗАКЛАДНЫХ ДЕТАЛЕЙ**

**5.32\*.** Арматура из горячекатаной стали гладкого и периодического профиля, термически упрочнен­ной стали классов Ат-IIIС и Ат-IVС и обыкновенной арматурной проволоки, а также закладные детали должны, как правило, изготовляться с применением для соединения стержней между собой и с плоски­ми элементами проката контактной сварки — точеч­ной и стыковой. Допускается применение дуговой сварки — автоматической и полуавтоматической, а также ручной согласно указаниям п. 5.36\*.

Стыковые соединения упрочненной вытяжкой арматуры класса А-IIIв должны свариваться до ее упрочнения.

Сварные соединения стержневой горячекатаной арматуры классов А-IV (из стали марки 20ХГ2Ц), А-V и А-VII, термомеханически упрочненной армату­ры классов Ат-IIIС, Ат-IVС, Ат-IVК (из стали марок 10ГС2 и 08Г2С), Ат-V (из стали марки 20ГС) и Ат-VСК следует применять только типов, установ­ленных ГОСТ 14098-85.

Сварные соединения стержневой горячекатаной арматуры класса А-IV {из стали марки 80С) и термомеханически упрочненной арматуры классов Ат-IV, Ат-IVК (из стали марки 25С2Р), Ат-V (кроме из стали марки 20ГС), Ат-VК, АтVI, Ат-VIK и Ат-VII, высокопрочной арматурной проволоки и ар­матурных канатов не допускаются.

**5.33\*.** Типы сварных соединений и способы свар­ки арматуры и закладных деталей следует назначать с учетом условий эксплуатации конструкции, свари­ваемости стали, технико-экономических показате­лей соединений и технологических возможностей предприятия-изготовителя в соответствии с ГОСТ 14098-85.

Выполняемые контактно-точечной сваркой или дуговой сваркой прихватками крестообразные соединения, которые должны обеспечивать восприятие арматурой сеток и каркасов напряжений не менее ее расчетных сопротивлений (соединения с нормируе­мой прочностью"), необходимо указывать в рабо­чих чертежах арматурных изделий.

Сварные крестообразные соединения с ненорми­руемой прочностью применяются для обеспечения взаимного расположения стержней арматурных из­делий в процессе их транспортирования, бетониро­вания и изготовления конструкции.

**5.34.** В заводских условиях при изготовлении сварных арматурных сеток, каркасов и соединений по длине отдельных стержней следует применять преимущественно контактную точечную и стыковую сварку, а при изготовлении закладных деталей — автоматическую сварку под флюсом для тавровых и контактную рельефную сварку для нахлесточных соединений.

**5.35.** При монтаже арматурных изделий и сбор­ных железобетонных конструкций в первую очередь должны применяться полуавтоматические способы сварки, обеспечивающие возможность контроля качества соединений.

**5.36\*.** При отсутствии необходимого сварочного оборудования допускается выполнить в заводских и монтажных условиях крестообразные, стыковые, нахлесточные и тавровые соединения арматуры и закладных деталей, применяй приведенные в ГОСТ 14098—85 и в нормативных документах на сварную арматуру и закладные детали способы ду­говой, в том числе и ручной, сварки. Не допускается применять дуговую сварку прихватками в крестообразных соединениях стержней рабочей арматуры класса А-III марки 35ГС.

Применяя ручную дуговую сварку при выполне­нии сварных соединений, рассчитываемых по проч­ности, в сетках и каркасах, следует устанавливать дополнительные конструктивные элементы в местах соедиyениz стержней продольной и поперечной ар­матуры (прокладки, косынки, крючки и т. д.).

**СТЫКИ НЕНАПРЯГАЕМОЙ АРМАТУРЫ**

**ВНАХЛЕСТКУ (БЕЗ СВАРКИ)**

**5.37.** Стыки ненапрягаемой рабочей арматуры внахлестку применяются при стыковании свар­ных и вязаных каркасов и сеток, при этом диаметр рабочей арматуры должен быть не более 36 мм.

Стыки стержней рабочей арматуры внахлестку не рекомендуется располагать в растянутой зоне изгибаемых и внецентренно растянутых элементов в местах полного использования арматуры. Такие стыки не допускаются в линейных элементах, сече­ние которых полностью растянуто (например, в за­тяжках арок), а также во всех случаях применения стержневой арматуры класса А-IV и выше.

**5.38.** Стыки растянутой или сжатой рабочей арма­туры, а также сварных сеток и каркасов в рабочем направлении должны иметь длину перепуска (нахлестки) *l* не менее величины *lan*, определяемой по формуле (186) и табл. 37.

**5.39.** Стыки сварных сеток и каркасов, а также растянутых стержней вязаных каркасов и сеток внахлестку без сварки должны, как правило, распо­лагаться вразбежку. При этом площадь сечения ра­бочих стержней, стыкуемых в одном месте или на расстоянии менее длины перепуска *l*, должна со­ставлять не более 50 % общей площади сечения растянутой арматуры — при стержнях периодическо­го профиля и не более 25 % — при гладких стержнях.

Стыкование отдельных стержней, сварных сеток и каркасов без разбежки допускается при конструктивном армировании (без расчета), а также на тех участках, где арматура используется не более чем на 50 %.

**5.40.** Стыки сварных сеток в направлении рабо­чей арматуры из гладкой горячекатаной стали клас­са А-I должны выполняться таким образом, чтобы в каждой из стыкуемых в растянутой зоне сеток на длине нахлестки располагалось не менее двух по­перечных стержней, приваренных ко всем продоль­ным стержням сеток (черт. 24). Такие же типы сты­ков применяются и для стыкования внахлестку сварных каркасов с односторонним расположением рабочих стержней из всех видов арматуры.

Стыки сварных сеток в направлении рабочей ар­матуры классов А-II и А-III выполняются без попе­речных стержней в пределах стыка в одной или обеих стыкуемых сетках (черт. 25) .

**5.41.** Стыки сварных сеток в нерабочем направ­лении выполняются внахлестку с перепуском (считая между крайними рабочими стержнями сетки):

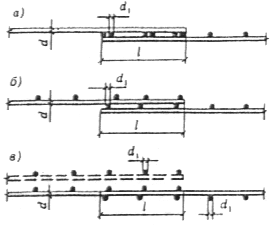
при диаметре распределительной (поперечной)

арматуры до 4 мм включ. ................................................. на 50 мм

(черт. 26,*а***,** *б*)

то же, свыше 4 мм ............................................................на 100 мм

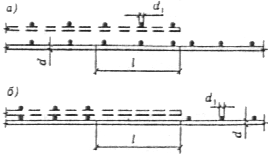
(черт. 26, *а*, *б*)



Черт. 24. Стыки сварных сеток внахлестку (без сварки) в направлении рабочей арматуры, выполненной из гладких стержней

*а* — при поперечных стержнях, расположенных в одной плоскости;

*б*, *в* — то же, в разных плоскостях



Черт. 25. Стыки сварных сеток внахлестку (без сварки) в направлении рабочей арматуры, выполненной из стержней периодического профиля

*а* — без поперечных стержней в пределах стыка в одной из стыкуемых сеток;

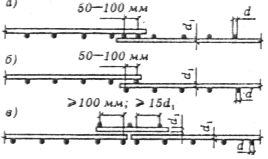
*б —* то же, в обеих стыкуемых сетках

При диаметре рабочей арматуры 16 мм и более сварные сетки в нерабочем направлении допуска­ется укладывать впритык друг к другу, перекрывая стык специальными стыковыми сетками, укладываемыми с перепуском в каждую сторону не менее 15*d* распределительной арматуры и не менее 100 мм (черт. 26, *в*).

Сварные сетки в нерабочем направлении до­пускается укладывать впритык без нахлестки и без дополнительных стыковых сеток в следующих слу­чаях:

при укладке сварных полосовых сеток в двух взаимно перпендикулярных направлениях;

при наличии вместах стыков дополнительного конструктивного армирования в направлении рас­пределительной арматуры.



Черт. 26. Стыки сварных сеток в направлении распределительной арматуры

*а* — стык внахлестку с расположением рабочих стержнейводной плоскости;

*б* — то же, с расположением рабочих стерж­ней в разных плоскостях;

*в* ⎯ стык впритык с наложением дополнительной стыковой сетки

**СТЫКИ ЭЛЕМЕНТОВ**

**СБОРНЫХ КОНСТРУКЦИИ**

**5.42.** При стыковании железобетонных элементов сборных конструкций усилия от одного элемента к другому передаются через стыкуемую рабочую ар­матуру, стальные закладные детали, заполняемые бетоном швы, бетонные шпонки или (для сжатых элементов) непосредственно через бетонные поверх­ности стыкуемых элементов.

Стыкование предварительно напряженных эле­ментов, а также конструкций, к которым предъяв­ляются требования водонепроницаемости, должно осуществляться, как правило, бетоном на напрягаю­щем цементе.

**5.43.** Жесткие стыки сборных конструкций долж­ны, как правило, замоноличиваться путем заполне­ния швов между элементами бетоном. Если при изготовлении элементов обеспечивается плотная под­гонка поверхностей друг к другу {например, при использовании торца одного из стыкуемых элемен­тов в качестве опалубки для торца другого), допускается при передаче через стык только сжимающе­го усилия выполнение стыков насухо.

**5.44.** Стыки элементов, воспринимающие растягивающие усилия, должны выполняться:

а) сваркой стальных закладных деталей;

б) сваркой выпусков арматуры;

в) пропуском через каналы или пазы стыкуемых элементов стержней арматурных канатов или бол­тов с последующим натяжением их и заполнением швов и каналов цементным раствором или мелкозернистым бетоном;

г) склеиванием элементов конструкционными полимеррастворами с использованием соединитель­ных деталей из стержневой арматуры.

При проектировании стыков элементов сборных конструкций должны предусматриваться такие сое­динения закладных деталей, при которых не проис­ходило бы разгибания их частей, а также выколов бетона.

**5.45.** Закладные детали должны быть заанкерены в бетоне с помощью анкерных стержней или прива­рены к рабочей арматуре элементов.

Закладные детали с анкерами должны, как правило, состоять из отдельных пластин (уголков или фасонной стали) с приваренными к ним втавр или внахлестку анкерными стержнями преимущест­венно из арматуры классов А-II, А-III. Длина анкер­ных стержней закладных детален при действии на них растягивающих сил должна быть не менее вели­чины *lan*, определяемой согласно указаниям п. 5.14.

Длина анкерных стержней может быть уменьше­на при условии приварки на концах стержней анкер­ных пластин или устройства высиженных горячим способом анкерных головок диаметром не менее 2*d —* для арматуры классов А-I и А-II и не менее 3*d ⎯* для арматуры класса А-III. В этих случаях дли­на анкерного стержня определяется расчетом на вы­калывание и смятие бетона и принимается не менее 10*d* (где *d* — диаметр анкера, мм).

Если анкера, испытывающие растяжение, распо­лагаются нормальна к оси элемента и вдоль них могут образоваться трещины от основных усилий, действующих на элемент, концы анкеров должны быть усилены приваренными пластинами или высаженными головками.

Штампованные закладные детали должны состо­ять на полосовых анкеров, имеющих усиления (на­пример в виде сферических выступов), и участков, выполняющих функцию пластин (аналогично свар­ным деталям). Штампованные закладные детали следует, как правило, проектировать из полосовой стали толщиной 4—8 мм таким образом, чтобы от­ходы при раскрое полосы были минимальными. Деталь необходимо рассчитывать по прочности по­лосовых анкеров и пластин. Прочность анкеровки детали провернется из расчета бетона на раскалыва­ние, выкалывание и смятие.

Толщина пластин закладных деталей определя­ется согласно указаниям п. 3.48 и в соответствии с требованиями сварки. В зависимости от техноло­гии сварки отношение толщины пластины к диаметру анкерного стержня принимается в соответст­вии с требованиями ГОСТ 14098-85.

**5.46.** На концевых частях стыкуемых внецентренно сжатых элементов (например, на концах сборных колонн) должна устанавливаться косвенная арма­тура согласно указаниям п. 5.24.

**ОТДЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКТИВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ**

**5.47.** Осадочные швы должны, как правило, пре­дусматриваться в случаях возведения здания (соо­ружения) на неоднородных грунтах основания (просадочных и др.), в местах резкого изменения на­грузок и т. п.

Если в указанных случаях осадочные швы не пре­дусматриваются, фундаменты должны обладать до­статочной прочностью и жесткостью, предотвращаю­щей повреждение вышележащих конструкций, или иметь специальную конструкцию, служащую для достижения этой же цели.

Осадочные швы, а также температурно-усадочные швы в сплошных бетонных и железобетонных кон­струкциях следует осуществлять сквозными, разре­зая конструкцию до подошвы фундамента. Температурно-усадочные швы в железобетонных каркасах осуществляются посредством применения двойных колонн с доведением шва до верха фундамента.

Расстояния между температурно-усадочными швами в бетонных фундаментах и стенках подвалов допускается принимать в соответствии с расстояния­ми между швами, принятыми для вышележащих конструкций.

**5.48.** В бетонных конструкциях должно преду­сматриваться конструктивное армирование:

а) в местах резкого изменения размеров сечения элементов;

б) в местах изменения высоты стен (на участке не менее 1 м);

в) в бетонных стенах под и над проемами каждо­го этажа;

г) в конструкциях, подвергающихся воздействию динамической нагрузки;

д) у менее напряженной грани внецентренно сжа­тых элементов, если наибольшее напряжение в се­чении, определяемое как для упругого тела, превы­шает 0,8 *Rb*, а наименьшее составляет менее 1 МПа или оказывается растягивающим, при этом коэффициент армирования *μ* принимается не менее 0,025 %.

Требования нестоящего пункта не распространя­ются на элементы сборных конструкций, проверяе­мые в стадиях транспортирования и монтажа, в этом случае необходимое армирование определяется расчетом по прочности.

Если расчетом установлено, что прочность эле­мента исчерпывается одновременно с образованием трещин в бетоне растянутой зоны, то следует учиты­вать требования п. 1.19 для слабоармированных элементов (без учета работы растянутого бетона). Если, согласно расчету с учетом сопротивления растяну­той зоны бетона, арматура не требуется и опытом доказана возможность транспортирования и монтажа таких элементов без арматуры, конструктивная арматура не предусматривается.

**5.49.** Соответствие расположения арматуры ее проектному положению должно обеспечиваться спе­циальными мероприятиями (установкой пластмас­совых фиксаторов, шайб из мелкозернистого бетона и т. п.).

**5.50.** Отверстия значительных размеров в железо­бетонных плитах, панелях и т. п. должны окаймлять­ся дополнительной арматурой сечением не менее сечения рабочей арматуры (того же направления), которая требуется по расчету плиты как сплошной.

**5.51.** При проектировании элементов сборных пе­рекрытий следует предусматривать устройство швов между ними, заполняемых бетоном. Ширина швов назначается из условия обеспечения качест­венного их заполнения и должна составлять не менее 20 мм для элементов высотой сечения до 250 мм и не менее 30 мм — для элементов большей высоты.

**5.52.** В элементах сборных конструкций должны предусматриваться приспособления для захвата их при подъеме: инвентарные монтажные вывинчи­вающиеся петли, строповочные отверстия со сталь­ными трубками, стационарные монтажные петли из арматурных стержней и т. п. Петли для подъема должны выполняться из горячекатаной стали согласно требованиям п. 2.24\*.

**ДОПОЛНИТЕЛЬНЫЕ УКАЗАНИЯ**

**ПО КОНСТРУИРОВАНИЮ**

**ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫХ**

**ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ**

**5.53.** В предварительно напряженных элементах необходимо, как правило, обеспечивать надежное сцепление арматуры с бетоном путем применения стали периодического профиля, заполнения кана­лов, пазов и выемок цементным раствором или мелкозернистым бетоном.

**5.54.** Схемы и способы возведения статически неопределимых предварительно напряженных кон­струкций рекомендуется выбирать так, чтобы при создании предварительного напряжения исключа­лась возможность возникновения в конструкции дополнительных усилий, ухудшающих их работу. Допускается устройство временных швов или шарниров, замоноличиваемых после натяжения арматуры.

**5.55.** В сборно-монолитных железобетонных кон­струкциях должно обеспечиваться сцепление пред­варительно напряженных элементов с бетоном, уложенным на месте использования конструкции, а также анкеровка их концевых участков. Совместная работа элементов в поперечном направлении, кроме того, должна обеспечиваться соответствую­щими мероприятиями (установкой поперечной арматуры или предварительным напряжением эле­ментов в поперечном направлении).

**5.56.** Часть продольной стержневой арматуры элемента допускается применять без предваритель­ного напряжения, если при этом удовлетворяются требования расчета по трещиностойкости и деформациям.

**5.57.** Местное усиление участков предварительно напряженных элементов под анкерами напрягаемой арматуры, а также в местах опирания натяжных устройств рекомендуется выполнять установкой закладных деталей или дополнительной поперечной арматуры, а также увеличением размеров сечения элемента на этих участках.

**5.58.** У торцов элемента необходимо предусмат­ривать дополнительную напрягаемую или ненапрягаемую поперечную арматуру, если напрягаемая продольная арматура располагается сосредоточенно у верхней и нижней граней.

Напрягаемая поперечная арматура должна напря­гаться ранее натяжения продольной арматуры уси­лием не менее 15 % усилия натяжения всей продоль­ной арматуры растянутой зоны опорного сечения.

Ненапрягаемая поперечная арматура должна быть надежно заанкерена по концам приваркой к заклад­ным деталям. Сечение этой арматуры в конструк­циях, не рассчитываемых на выносливость, должно быть в состоянии воспринимать не менее 20 %, а в конструкциях, рассчитываемых на выносливость, ⎯ не менее 30 % усилия в продольной напрягаемой арматуре нижней зоны опорного сечения, определяе­мого расчетом по прочности.

**5.59.** При проволочной арматуре, расположенной в виде пучка, должны предусматриваться зазоры между отдельными проволоками или группами про­волок (установкой спиралей внутри пучка, короты­шей в анкерах и т. п.) размерами, достаточными для прохождения между проволоками пучка це­ментного раствора или мелкозернистого бетона при заполнении каналов.

**5.60.** Напрягаемая арматура (стержневая или канаты) в пустотных и ребристых элементах долж­на располагаться, как правило, по оси каждого реб­ра элемента. Исключение из этого правила оговоре­но в п. 5.20.

**5.61.** У концов предварительно напряженных эле­ментов должна быть установлена дополнительная поперечная или косвенная арматура (сварные сет­ки, охватывающие все продольные стержни арма­туры, хомуты и т. п. с шагом 5-10 см) на длине участка не менее 0,6 *lp*, а в элементах из легкого бетона классов В7,5 — В12,5 — с шагом 5 см на длине участка не менее *lp* (см. п. 2.29) и не менее 20 см для элементов с арматурой, не имеющей анкеров, а при наличии анкерных устройств — на участке, равном двум длинам этих устройств. Установка анкеров у концов арматуры обязательна для арма­туры, натягиваемой на бетон, а также для арматуры, натягиваемой на упоры, при недостаточном ее сцеп­лении с бетоном (гладкой проволоки, многопрядных канатов), при этом анкерные устройства долж­ны обеспечивать надежную заделку арматуры в бетоне на всех стадиях ее работы.

При применении в качестве напрягаемой рабочей арматуры высокопрочной арматурной проволоки периодического профиля, арматурных канатов од­нократной свивки, горячекатаной и термически уп­рочненной стержневой арматуры периодического профиля, натягиваемой на упоры, установка анкеров у концов напрягаемых стержней, как правило, не требуется.

**6\*. УКАЗАНИЯ ПО РАСЧЕТУ И КОНСТРУИ­РОВАНИЮ**

**ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ**

**ПРИ РЕКОНСТРУКЦИИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ**

**ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ**

**6.1.** Настоящий раздел устанавливает требовании к проектированию ранее эксплуатировавшихся бе­тонных и железобетонных конструкций, сохраняе­мых (без усиления или с усилением) в составе зда­ний и сооружений после реконструкции или капи­тального ремонта.

Раздел устанавливает правила расчета существую­щих конструкций (поверочного расчета), а также расчета и конструирования усиливаемых конструк­ций.

**6.2.** Поверочные расчеты существующих конст­рукций необходимо производить при изменении действующих на них нагрузок, объемно-планировочных решений и условий эксплуатации, а также при обнаружении дефектов и повреждений в конструк­циях с целью установления, обеспечивается ли несу­щая способность и пригодность к нормальной экс­плуатации конструкций в изменившихся условиях их работы.

**6.3.** Конструкции, не отвечающие требованиям поверочного расчета, подлежат усилению.

При проектировании усиливаемых конструкций следует исходить из необходимости выполнения ра­бот без или с кратковременной остановкой произ­водства.

**6.4.** Поверочные расчеты существующих конст­рукций, а также расчет и конструирование усиливае­мых конструкций необходимо производить на осно­ве проектных материалов, данных по изготовлению и возведению этих конструкций и их натурных об­следований.

**6.5.** При отсутствии в конструкциях дефектов и повреждений, снижающих их несущую способность, а также при отсутствии недопустимых прогибов конструкций и раскрытия в них трещин поверочные расчеты допускается выполнять исходя из проект­ных данных о геометрических размерах сечений конструкций, классе (марке) бетона по прочности, классе арматурной стали, армировании и расчетной схеме конструкции.

**6.6.** В случаях, когда требования расчетов по про­ектным материалам не удовлетворяются либо при отсутствии проектных материалов, а также при на­личии дефектов и повреждений, снижающих несущую способность конструкции, недопустимых про­гибов конструкции или раскрытия в них трещин следует производить поверочные расчеты с учетом данных натурных обследований конструкций.

**6.7.** На основании натурных обследований долж­ны быть установлены: геометрические размеры се­чения, армирование конструкции, прочность бетона и вид арматуры, прогибы конструкции и ширина раскрытия трещин, дефекты и повреждения, нагруз­ки статическая схема конструкций.

**6.8.** Усиление конструкций следует предусматривать лишь в случаях, когда существующие конструкции не удовлетворяют поверочным расчетам по несущей способности или требованиям нормальной эксплуатации. Не следует усиливать существующие конструкции, если:

их фактические прогибы превышают предельно допустимые в соответствии с п. 1.20. но не препятст­вуют нормальной эксплуатации конструкции и не изменяют их расчетную схему;

имеются отступления от требований разд. 5, но конструкция эксплуатировалась длительное время, а ее обследование не выявило повреждений, вызван­ных этими отступлениями.

**6.9.** Расчет и конструирование усиливаемых кон­струкций следует выполнять с учетом данных натур­ных обследований, указанных в п. 6.7.

**ПОВЕРОЧНЫЕ РАСЧЕТЫ**

**6.10.** Поверочные расчеты бетонных и железобе­тонных конструкций следует выполнять в соответ­ствии с требованиями разд. 1—4 и настоящего под­раздела.

**6.11.** Расчет по предельным состояниям второй группы не производится, если перемещения и шири­на раскрытия трещин в существующих конструк­циях меньше предельно допустимых, а усилия в се­чениях элементов от новых нагрузок не превышают значений усилий от фактически действовавших нагрузок.

**6.12.** При расчете должны быть проверены сече­ния конструкций, имеющие дефекты и поврежде­ния, а также сечения, в которых при натурных об­следованиях выявлены зоны бетона, прочность которых меньше средней на 20 % и более. Учет дефек­тов и повреждений производится путем уменьшения вводимой а расчет площади сечения бетона или ар­матуры. Необходимо также учитывать влияния де­фекта или повреждения на прочностные и деформативные характеристики бетона, на эксцентриситет продольной силы, на сцепление арматуры с бетоном и т. п. в соответствии с утвержденными в установ­ленном порядке документами.

**6.13.** Расчетные характеристики бетона опреде­ляются согласно разд. 2 в зависимости от условного класса бетона по прочности на сжатие существую­щих конструкций.

**6.14.** При выполнении поверочных расчетов по проектным материалам, в том случае, если в проек­те существующей конструкции нормируемой харак­теристикой бетона является его марка, значение условного класса бетона по прочности на сжатие сле­дует принимать равным:

80 %-ной кубиковой прочности бетона, соответст­вующей марке по прочности для тяжелого, мелко­зернистого и легкого бетонов;

70 %-ной — для ячеистого бетона.

Для промежуточных значений условного класса бетона по прочности на сжатие, отличающихся от значений параметрического ряда (см. п. 2.3), расчет­ные сопротивления бетона определяются линейной интерполяцией.

**6.15.** При выполнении поверочных расчетов по ре­зультатам натурных обследований значение услов­ного класса бетона по прочности на сжатие опреде­ляется в соответствии с п. 6.14, принимал вместо марки бетона фактическую прочность бетона в груп­пе конструкций, конструкции или отдельной ее зо­не, полученную по результатам испытаний неразрушающими методами или испытаний отобранных от конструкций образцов бетона.

**6.16.** В зависимости от состояния бетона, вида конструкций и условий их работы, а также исполь­зуемых методов определения прочности бетона при специальном обосновании могут быть использованы другие способы определения класса бетона. При использовании статистических методов коэффициент вариации прочности бетона определяется по ГОСТ 18105-86.

**6.17.** Расчетные характеристики арматуры опреде­ляются в зависимости от класса арматурной стали существующих железобетонных конструкций сог­ласно разд. 2 с учетом требований пп. 6.18 и 6.19.

**6.18.** При выполнении поверочных расчетов по проектным данным существующих конструкций, запроектированных по ранее действующим норма­тивным документам, нормативные сопротивления арматуры *Rsn* определяются согласно разд. 2. При этом нормативное сопротивление арматурной про­волоки класса В-I принимается равным 390 МПа (400 кг/см2).

Расчетные сопротивления арматуры растяжению *Rs* следует определять по формуле



где *γs* — коэффициент надежности по арматуре, принимаемый равным для расчета по пре­дельным состояниям первой группы:

для стержневой арматуры классов:

A-I, A-II и A-III ...................................... 1,15

А-IV, A-V и А-VI.................................... 1,25

для проволочной арматуры классов:

В-I, В-II, Вр-II, К-7 и К-19 ................... 1,25

Bр-I ......................................................... 1,15

При расчете по предельным состояниям второй группы коэффициент надежности по арматуре *γs* принимается равным 1,0.

Расчетные сопротивления растяжению поперечной арматуры (хомутов и отогнутых стержней) *Rsw* определяются умножением полученных расчетных соп­ротивлении арматуры *Rs* на соответствующие коэффициенты условий работы *γsi*, приведенные в разд. 2.

Расчетные сопротивления арматуры сжатию *Rsc* (кроме арматуры класса А-IIIв) следует принимать равными получинным расчетным сопротивлениям арматуры растяжению *Rs*, но не более значений, указанных в разд. 2. Для арматуры класса А-IIIв расчет­ные сопротивления арматуры сжатию *Rsc* следует принимать в соответствии с требованиями разд. 2.

Кроме того, в расчет необходимо вводить допол­нительные коэффициенты условий работы арматуры согласно п. 2.28.

Значения расчетных сопротивлении арматуры принимаются с округлением до трех значащих цифр.

**6.19.** При выполнении поверочных расчетов по данным испытаний образцов арматуры, отобранных от обследованных конструкций, нормативные соп­ротивления арматуры принимаются равными сред­ним значениям предела текучести (или условного предела текучести), полученным при испытании об­разцов арматуры и деленным на коэффициенты:

1,1 — для арматуры классов А-I, А-II, А-III,

А-IIIв, А-IV;

1,2 ⎯ для арматуры других классов.

Расчетные сопротивления арматуры необходимо принимать в соответствии с требованиями п. 6.18.

**6.20.** В зависимости от числа отобранных для ис­пытании образцов и состояния арматуры при специ­альном обосновании могут быть использованы дру­гие способы определения расчетных сопротивлений арматуры.

**6.21.** Расчетные сопротивления арматуры растя­жению *Rs* при отсутствии проектных данных и не­возможности отбора образцов допускается назна­чать в зависимости от профиля арматуры:

для гладкой арматуры *Rs =* 155 МПа (1600 кгс/см2);

для арматуры периодического профиля, имеющего выступы:

с одинаковым заходом на обеих сторонах профиля (винт")

*Rs* = 245 МПа (2500 кгс/см2);

с одной стороны правый заход, а с другой — левый (елочка")

*Rs* = 295 МПа (3000 кгс/см2).

При этом значение расчетных сопротивлений сжа­той арматуры принимается равным *Rs*, *а* расчетных сопротивлении поперечной арматуры *Rsw* — равным 0,8 *Rs*.

**РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ**

**УСИЛИВАЕМЫХ КОНСТРУКЦИЙ**

**6.22.** Требования настоящего подраздела распро­страняются на проектирование и расчет железобе­тонных конструкций, усиливаемых стальным прока­том, бетоном и железобетоном.

Усиливаемые железобетонные конструкции сле­дует проектировать в соответствии с требованиями разд. 1—5, СНиПII-23-81\* (при усилении стальным прокатом) и данного подраздела.

**6.23.** При проектировании усиливаемых железо­бетонных конструкций необходимо обеспечить включение в работу элементов усилении и совмест­ную их работу с усиливаемой конструкцией.

**6.24.** Расчет усиливаемых конструкций следует производить для двух стадий работы:

а) до включения в работу усиления — на нагруз­ки, включающие нагрузку от элементов усиления (только для предельных состояний первой группы);

б) после включения в работу элементов усиле­ния — на полные эксплуатационные нагрузки (по предельным состояниям первой и второй групп). Расчет по предельным состояниям второй группы может не производиться, если эксплуатационные нагрузки не увеличиваются, жесткость и трещиностойкость конструкций удовлетворяют требованиям эксплуатации, а усиление является следствием наличия дефектов и повреждений.

**6.25.** Для сильно поврежденных конструкций (при разрушении 50 % и более сечения бетона или 50 % и более площади сечения рабочей арматуры) элементы усиления следует рассчитывать на пол­ную действующую нагрузку, при этом усиливаемая конструкция в расчете не учитывается.

**6.26.** Площадь поперечного сечения арматуры усиливаемой конструкции следует определять с уче­том фактического уменьшения в результате корро­зии. Арматура из высокопрочной проволоки в рас­четах не учитывается при наличии язвенной или питтинговой (скрытой) коррозии, а также если коррозия вызвана хлоридами.

**6.27.** Нормативные и расчетные сопротивления стальных элементов усилений необходимо назначать в соответствии с указаниями СНиП II-23-81\*.

Нормативные и расчетные сопротивления бетона и арматуры усиливаемых железобетонных кон­струкций и элементов усилений следует назначать в соответствии с указаниями разд. 2 и пп. 6.13—6.21.

**6.28.** При проектировании усиливаемых конст­рукций следует, как правило, предусматривать, что­бы нагрузка во время усиления не превышала 65 % расчетной величины. При сложности или невозможности достижения требуемой степени разгрузки до­пускается выполнять усиление под большей нагруз­кой. В этом случав расчетные характеристики бето­на и арматуры усиления умножаются на коэффициенты условий работы бетона *γbr*1 = 0,9; арматуры ⎯ *γsr*1 *=* 0,9.

В любом случае степень разгрузки конструкций следует выбирать из условии обеспечения безопас­ного ведения работ.

**6.29.** В случаях, если при усилении конструкция превращается в статически неопределимую, необ­ходим учет факторов, перечисленных в п. 1.15.

**6.30.** Величину предварительного напряжения *σsp* и *σ’sp* в напрягаемой арматуре *S* и *S’* усилении следует назначать в соответствии с пп. 1.23 и 1.24.

При этом максимальная величина предваритель­ного напряжения арматуры не должна превышать: для стержневой арматуры 0,9*Rs,ser*; дня проволоч­ной ⎯ 0,7*Rs,ser*.

Минимальную величину предварительного напря­жения арматуры следует принимать не менее 0,49*Rs,ser*.

**6.31.** При расчете элементов, усиленных предварительно напряженными стержнями, потери пред­варительного напряжения необходимо определять в соответствии с пп. 1.25 и 1.26.

При определении потерь от деформаций анкеров, расположенных у натяжных устройств, следует учи­тывать обжатие упорных устройств, которое при отсутствии экспериментальных данных принимается равным 4 мм.

**6.32.** Коэффициент точности натяжения необ­ходимо определять в соответствии с п. 1.27 введе­нием дополнительных коэффициентов *γsp*, завися­щих от конструктивных особенностей усиления:

*γsp* = 0,85 — для горизонтальных и шпренгельных затяжек;

*γsp* = 0,75 — для хомутов и наклонных тяжей.

**6.33.** Изгибаемые и внецентренно сжатые элемен­ты, усиливаемые бетоном и железобетоном, рассчи­тываются как элементы сплошного сечения при условии соблюдения конструктивных и расчетных требований по обеспечению совместной работы старого и нового бетонов. При этом неисправляемые повреждения и дефекты усиливаемых элемен­тов (коррозия или обрывы арматуры, коррозия, расслоения и повреждения бетона и т. д.), снижающие их несущую способность, следует учитывать при расчете в такой же мере, как и при поверочных расчетах конструкций до усиления.

**6.34.** При наличии в конструкциях, усиливаемых батоном или железобетоном, бетона и арматуры разных классов, расположенные в сечении бетон и арматура каждого класса вводятся в расчет по прочности со своим расчетным сопротивлением.

**6.35.** Расчет железобетонных элементов, усили­ваемых бетоном, арматурой и железобетоном, следует производить по прочности для сечений, нормальных к продольной оси элемента, наклон­ных и пространственных (при действии крутящих моментов), а также на местное действие нагрузки (сжатие, продавливание, отрыв) в соответствии с требованиями разд. 3 и с учетом наличия в усили­ваемом элементе бетона и арматуры разных клас­сов.

**6.36.** Расчет железобетонных элементов, усилива­емых бетоном, арматурой или железобетоном. следует производить по образованию, раскрытию и закрытию трещин, по деформациям в соответст­вии с требованиями разд. 4 и дополнительными тре­бованиями, связанными с наличием в железобетон­ном элементе деформаций и напряжении до включения в работу усиления, а также с наличием в уси­ленном элементе бетона и арматуры разных клас­сов.

**6.37.** Расчет железобетонных элементов, усили­ваемых напрягаемой арматурой, не имеющей сцепления с бетоном, следует производить для предельных состояний первой и второй групп в соответствии с требованиями разд. 4 и 5 и дополнительными требованиями, связанными с отсутствием сцепления между арматурой и бетоном.

**6.38.** Минимальные размеры элементов усиления сечений бетоном и железобетоном необходимо при­нимать из расчета на действующие усилия с учетом технологических требований и не менее размеров, необходимых для выполнения требований разд. 5 в части расположения арматуры и толщины слоя бетона.

**6.39.** Класс бетона усиления по прочности на сжатие следует принимать, как правило, равным классу бетона усиливаемых конструкций и не менее В15 для наземных конструкций и В12,5 *—* для фундаментов.

**6.40.** В тех случаях, когда усиление предусматривается производить после разгрузки усиливаемой конструкции, загружение следует производить после достижения бетоном усиления проектной прочности.

**6.41.** При усилении монолитным бетоном и желе­зобетоном необходимо предусматривать осущест­вление мероприятий (очистку, насечку, устройство шпонок на поверхности усиливаемой конструкции и др.), обеспечивающих прочность контактной зоны и совместную работу усиления с усиливаемой конструкцией.

**6.42.** При устройстве местного усиления только на длине поврежденного участка усиление необхо­димо распространять и на неповрежденные части, как правило, на длину не менее 500 мм и не менее:

пятикратной толщины бетона усиления;

длины анкеровки продольной арматуры уси­ления;

двойной ширины большой грани усиливаемого элемента (для стержневых конструкций).

**6.43.** Усиление элементов с ненапрягаемой арма­турой под нагрузкой допускается производить при­варкой дополнительной арматуры к существующей. если при действующей во время усиления нагрузке в данном сечении обеспечена прочность усиливае­мого элемента без учета работы дополнительной арматуры.

Стыковые сварные соединения следует распола­гать вразбежку с расстоянием между ними вдоль стержней не менее 20*d*.

ПРИЛОЖЕНИЕ 1\*

*Обязательное*

**ОСНОВНЫЕ ВИДЫ АРМАТУРНОЙ СТАЛИ И ОБЛАСТЬ ЕЕ ПРИМЕНЕНИЯ**

**В ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЯХ (В ЗАВИСИМОСТИ ОТ ХАРАКТЕРА**

**ДЕЙСТВУЮЩИХ НАГРУЗОК И РАСЧЕТНОЙ ТЕМПЕРАТУРЫ)**

|  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
|  |  |  |  | Условия эксплуатации конструкции при нагрузке | | | | | | | | | |
| Вид арматуры | Класс | Марка | Диаметр | статической | | | | | динамической и многократно повторяющейся | | | | |
| и документы, регламентирующие | арматуры | стали | арматуры, мм | в отапливае-мых | на открытом воздухе и в неотапливаемых зданиях  при расчетной температуре, С | | | | в отапливае-мых | на открытом воздухе и в неотапливаемых зданиях  при расчетной температуре, С | | | |
| ее качество |  |  |  | зданиях | до минус 30 включ. | ниже  минус 30  до минус 40 включ. | ниже  минус 40  до минус 55 включ. | ниже  минус 55  до минус 70 включ. | зданиях | до минус 30 включ. | ниже  минус 30  до минус 40 включ. | ниже  минус 40  до минус 55 включ. | ниже  минус 55  до минус 70 включ. |
| Стержневая горяче- | А-I | Ст3сп3 | 6⎯40 | + | + | + | + | +1 | + | + |  |  |  |
| катаная гладкая, |  | Ст3пс3 | 6⎯40 | + | + | + |  |  | + | + |  |  |  |
| ГОСТ 5781-82 и |  | Ст3кп3 | 6—40 | + | + |  |  |  | + | + |  |  |  |
| ГОСТ 380-71 |  | ВСт3сп2 | 6—40 | + | + | + | + | + | + | + | + | + | + |
|  |  | ВСт3пс2 | 6⎯40 | + | + | + |  |  | + | + | + |  |  |
|  |  | ВСт3кп2 | 6⎯40 | + | + |  |  |  | + | + |  |  |  |
|  |  | ВСт3Гпс2 | 6⎯18 | + | + | + | + | +1 | + | + | + | + | +1 |
| То же,  ТУ 14-15-154-86 |  | Ст3сп | 5,5 | + | + | + | + | + | + | + | + | + | + |
| Стержневая горяче- | А-II | ВСт5сп2 | 10—40 | + | + | + | +1 | +1 | + | + | +1 |  |  |
| катаная периодичес- |  | ВСт5пс2 | 10⎯16 | + | + | + | +1 |  | + | *+* | +1 |  |  |
| кого профиля, |  |  | 18—40 | + | + |  |  |  | + | +1 |  |  |  |
| ГОСТ 5781-82 |  | 18Г2С | 40⎯80 | + | + | + | + | +1 | *+* | + | + | + | +1 |
|  | Ас-II | 10ГТ | 10⎯32 | + | + | + | + | + | + | + | + | + | + |
|  | А-III | 35ГС | 6—40 | + | + | + | +1 |  | + | + | +1 |  |  |
|  |  | 25Г2С | 6⎯8 | + | + | + | + | + | + | *+* | + | + |  |
|  |  |  | 10—40 | + | + | + | + | +1 | + | + | + | +1 |  |
|  |  | 32Г2Рпс | 6⎯22 | + | + | + | +1 |  | + | + | +1 |  |  |
|  | А-IV | 80С | 10⎯18 | + | + |  |  |  | + |  |  |  |  |
|  |  | 20ХГ2Ц | 10⎯32 | + | + | + | +2 | +2 | + | + | + | +2 |  |
|  | А-V | 23Х2Г2Т | 10⎯32 | + | + | + | + | +2 | + | + | + | + | +2 |
|  | А-VI | 20Х2Г2СР | 10⎯22 | + | + | + | +2 | +2 | + | + | + | +2 |  |
|  |  | 22Х2Г2ТАЮ | 10⎯22 | + | + | + | +2 | +2 | + | + | + | +2 |  |
|  |  | 22Х2Г2Р | 10⎯22 | + | + | + | +2 | +2 | + | + | + | *+*2 |  |
| То же,  ТУ 14-1-4235-87 |  | 22Х2Г2С | 10—40 | + | + | + | +2 | +2 | + | + | + | +2 |  |
| Стержневая термо-механически упроч-ненная периодиче­ского профиля, ГОСТ 10884-81 | Ат-IIIС | БСт5пс БСт5сп ВСт5пс ВСт5сп | 10⎯32 | + | + | + | +1 |  | + | + | +1 |  |  |
| Стержневая термомеханически | Ат-IV | 20ГС | 10⎯32 | + | + | + | + |  | + | + | + | + |  |
| упрочненная периодического | Aт-IVC | 25Г2С | 10⎯32 | + | + | + | +2 | +2 | + | + | + | +2 |  |
| профиля,  ГОСТ 10884-81 |  | 28С, 35ГС | 12⎯32 | + | + | + | + |  | + | + | + | + |  |
|  | Ат-IVК | 10ГС2, 08Г2С, 25С2Р | 10⎯32 | + | + | + | + |  | + | + | + | + |  |
|  | Ат-V | 20ГС,  20ГС2, 10ГС2,  08Г2С, 28С, 25Г2С | 10⎯32 | + | + | + | + |  | + | + | + | + |  |
|  |  | 25С2Р,  35ГС | 18⎯32 |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|  | Ат-VК | 20ГС, 25С2Р,  35ГС | 18⎯32 | + | + | + | + |  | + | + | + | + |  |
|  | Ат-VСК | 20ХГС2 | 10⎯28 | + | + | + | +2 |  | + | + | + | +2 |  |
|  | Ат-VI | 20ГС2, 20ГС,  25С2Р | 10⎯32 | + | + | + | + |  | + | + | + | + |  |
|  | Аг-VIК | 20ХГС2 | 10⎯16 | + | + | + | + |  | + | + | + | + |  |
|  | Ат-VII | 30ХС2 | 10⎯28 | + | + | + |  |  | + | + | + |  |  |
| Обыкновенная арматурная проволока периодического профиля,  ГОСТ 6727-80 | Вр-I | ⎯ | 3⎯5 | + | + | + | + | + | + | + | + | + | + |
| Высокопрочная арматурная проволока,  ГОСТ 7348-81 | В-II;  Вр-II | ⎯ | 3⎯8 | + | + | *+* | + | + | + | + | + | + | + |
| Арматурные канаты, ГОСТ 13840-68 | К-7 | ⎯ | 6⎯15 | + | + | + | *+* | + | + | + | + | + | + |
| Арматурные кана­ты, ТУ 14-4-22 -71 | К-19 | ⎯ | 14 | + | + | + | + | + | + | + | + | + | + |
| Стержневая, упроч- | А-IIIв | 25Г2С | 6⎯40 | + | + | + |  |  | + | + |  |  |  |
| неная вытяжкой, периодического профиля |  | 35ГС | 6⎯40 | + | + |  |  |  | + |  |  |  |  |

\_\_\_\_\_\_\_\_\_\_\_\_\_

1 Допускается применять только в вязаных каркасах и сетках.

2 Следует применять только в виде целых стержней мерной длины.

Примечания:1. В таблице знак +" означает допускается, знак " — не допускается.

2. Расчетная температура принимается согласно указаниям п. 1.8.

3. В данной таблице нагрузки следует относить к динамическим, если доля этих нагрузок при расчете конструкций по прочности превышает 0,1 статической нагрузки; к многократно повторяющимся нагрузкам — нагрузки, при которых коэффициент условий работы арматуры *γs*3 < 1,0 (см. табл. 25\*).

4. Область применения горячекатаной и термомеханически упрочненной арматуры диаметров больших, чем указано в таблице, следует принимать при соответствующем обосновании аналогично установленной в настоящей таблице для арматурной стали соответствующих классов и марок.

5. Сварные соединения арматуры ⎯ согласно указаниям п. 5.32\*.

ПРИЛОЖЕНИЕ 2

*Обязательное*

**ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ УГЛЕРОДИСТОЙ СТАЛИ**

**ДЛЯ ЗАКЛАДНЫХ ДЕТАЛЕЙ**

**ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ И БЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ**

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
|  | Расчетная температура, С | | | |
| Характеристика  закладных деталей | до минус 30 включ. | | ниже минус 30  до минус 40 включ. | |
|  | марка стали по ГОСТ 380-71 | толщина проката, мм | марка стали по ГОСТ 380-71 | толщина проката, мм |
| 1. Рассчитываемые на усилия от нагрузок:  а) статических | ВСт3кп2 | 4⎯30 | ВСт3пс6 | 4⎯25 |
| б) динамических и | ВСт3пс6 | 4⎯10 | ВСт3пс6 | 4⎯10 |
| многократно повторяю- | ВСт3Гпс5 | 11⎯30 | ВСт3Гпс5 | 11⎯30 |
| щихся | ВСт3сп5 | 11⎯25 | ВСт3сп5 | 11⎯25 |
| 2. Конструктивные | БСт3кп2 | 4⎯10 | БСт3кп2 | 4⎯10 |
| (не рассчитываемые на силовые воздействия) | ВСт3кп2 | 4⎯30 | ВСт3кп2 | 4⎯30 |

Примечания: 1. Расчетная температура принимается согласно указаниям п. 1.8.

2. При применении низколегированной стали, например марок 10Г2С1, 09Г2С, 15ХСНД, а также при расчетной температуре ниже минус 40 С выбор марки стали и электродов для закладных деталей следует производить как для стальных сварных конструкций в соответствии с требованиями СНиП II-23-81\*.

3. Расчетные сопротивления стали указанных марок принимаются согласно СНиП II-23-81\*.

\_\_\_\_\_\_\_\_\_\_\_\_\_

Приложения 3 и 4 исключены.

ПРИЛОЖЕНИЕ 5

*Справочное*

**ОСНОВНЫЕ БУКВЕННЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ**

**Усилия от внешних нагрузок и воздействий**

**в поперечном сечении элемента**

*М —* изгибающий момент;

*N —* продольная сила;

*Q* — поперечная сила;

*Т* ⎯ крутящий момент.

**Характеристики**

**предварительно напряженного элемента**

*Р —* усилие предварительного обжатия, определяемое по формуле (8), с учетом потерь предварительного напряжения в арматуре, соответствую­щих рассматриваемой стадии рабо­ты элемента;

*σsp*, *σ’sp —* предварительные напряжения соот­ветственно в напрягаемой арматуре *S* и *S’* до обжатия бетона (при натя­жении арматуры на упоры) либо в момент снижения величины предварительного напряжения в бетоне до нуля воздействием на элемент внешних фактических или услов­ных сил, определяемые согласно указаниям пп. 1.23 и 1.28 с учетом потерь предварительного напряже­ния в арматуре, соответствующих рассматриваемой стадии работы элемента:

*σbp* — сжимающие напряжения в бетоне в стадии предварительного обжатия, определяемые согласно указаниям пп. 1.28 и 1.29 с учетом потерь пред­варительного напряжения в армату­ре, соответствующих рассматривае­мой стадии работы элемента:

*γsp* — коэффициент точности натяжения арматуры, определяемый согласно указаниям п. 1.27.

**Характеристики материалов**

*Rb*, *Rb,ser* ⎯ расчетные сопротивления бетона осевому сжатию для предельных со­стояний соответственно первой и второй групп;

*Rbt*, *Rbt,ser* — расчетные сопротивления бетона осевому растяжению для предель­ных состояний соответственно пер­вой и второй групп;

*Rb,loc —* расчетное сопротивление бетона смятию, определяемое по форму­ле (102);

*Rbp —* передаточная прочность бетона, наз­начаемая согласно указаниям п. 2.6\*;

*Rs*, *Rs,ser ⎯* расчетные сопротивления арматуры растяжению для предельных состоя­ний соответственно первой и второй групп;

*Rsw* — расчетное сопротивление попереч­ной арматуры растяжению, опреде­ляемое согласно указаниям п. 2.28\*;

*Rsc —* расчетное сопротивление арматуры сжатию для предельных состояний первой группы;

*Eb —* начальный модуль упругости бетона при сжатии и растяжении;

*Es* — модуль упругости арматуры.

**Характеристики положения продольной арматуры**

**в поперечном сечении элемента**

*S* — обозначение продольной арматуры:

а) при наличии сжатой и растяну­той от действия внешней нагрузки зон сечения — расположенной в ра­стянутой зоне;

б) при полностью сжатом от дей­ствия внешней нагрузки сечении — расположенной у менее сжатой грани сечения;

в) при полностью растянутом от действия внешней нагрузки сечении:

для внецентренно растянутых элементов — расположенной у более растянутой грани сечения;

для центрально-растянутых эле­ментов — всей в поперечном сечении элемента;

*S’* — обозначение продольной арматуры:

а) при наличии сжатой и растяну­той от действия внешней нагруз­ки зон сечения — расположенной в сжатой зоне;

б) при полностью сжатом от дей­ствия внешней нагрузки сечении — расположенной у более сжатой грани сечения;

в) при полностью растянутом от действия внешней загрузки сече­нии внецентренно растянутых эле­ментов — расположенной у менее растянутой грани сечения.

**Геометрические характеристики**

*b* — ширина прямоугольного .сечения; ширина ребра таврового и двутавро­вого сечений;

*bf*, *b’f —* ширина полки таврового и двутав­рового сечений соответственно в растянутой и сжатой зонах;

*h* — высота прямоугольного, таврового и двутаврового сечений;

*hf*, *h’f ⎯* высота полки таврового и двутавро­вого сечений соответственно а рас­тянутой и сжатой зонах;

*а*, *а’ —* расстояния от равнодействующей усилий в арматуре соответственно *S* и *S’* до ближайшей грани сечения;

*h*0, *h’*0 ⎯ рабочая высота сечения, равная со­ответственно *hа* и *ha’*;

*х* — высота сжатой зоны бетона;

*ξ* — относительная высота сжатой зоны бетона, равная 

*s* — расстояние между хомутами, изме­ренное по длине элемента;

*е*0 — эксцентриситет продольной силы *N* относительно центра тяжести приведенного сечения, определяемый со­гласно указаниям п. 1.21;

*е*0*р* — эксцентриситет усилия предвари­тельного обжатия *Р* относительно центра тяжести приведенного сечения, определяемый согласно указа­ниям п. 1.28;

*e*0*,tot ⎯* эксцентриситет равнодействующей продольной силы *N* и усилия пред­варительного обжатия *Р* относитель­но центра тяжести приведенного се­чения;

*е*, *е’ —* расстояния от точки приложении продольной силы *N* до равнодейст­вующей усилий в арматуре соответственно *S* и *S’*;

*es*, *esp —* расстояния соответственно от точки приложения продольной силы *N* и усилия предварительного обжатия *Р* до центра тяжести площади сече­ния арматуры *S*;

*l* — пролет элемента;

*l*0 — расчетная длина элемента, подвер­гающегося действию сжимающей продольной силы; значение *l*0 при­нимается по табл. 32 и п. 3.25;

*i* — радиус инерции поперечного сечения элемента относительно центра тя­жести сечения;

*d —* номинальный диаметр стержней арматурной стали;

*Аs*, *A’s ⎯* площади сечения ненапрягаемой и напрягаемой арматуры соответст­венно *S* и *S’*; при определении уси­лия предварительного обжатия *P* ⎯ площади сечения ненапрягаемой ча­сти арматуры соответственно S и *S’*;

*Asp*, *A’sp ⎯* площади сечения напрягаемой части арматуры соответственно *S* и *S’*;

*Аsw ⎯* площадь сечения хомутов, располо­женных в одной нормальной к про­дольной оси элемента плоскости, пересекающей наклонное сечение;

*As,inc* — площадь сечения отогнутых стерж­ней. расположенных в одной нак­лонной к продольной оси элемента плоскости, пересекающей наклон­ное сечение;

*μ —* коэффициент армировании, опреде­ляемый как отношение площади сечения арматуры *S* к площади по­перечного сечения элемента *bh*0без учета свесов сжатых и растянутых полок;

*А —* площадь всего бетонав поперечном сечении;

*Аb* —площадь сечения сжатой зоны бе­тона;

*Abt* — площадь сечения растянутой зоны бетона;

*Ared* *—* площадь приведенного сечения элемента, определяемая согласно ука­заниям п. 1.28;

*Аloc*1 — площадь смятия бетона;

*S’b*o, *Sb*0 ⎯ статические моменты площадей се­чения соответственно сжатой и рас­тянутой зон бетона относительно нулевой линии;

*Ss*0, *S’s*0 — статические моменты площадей се­чения арматуры соответственно *S* и *S‘* относительно нулевой линии;

*I* — момент инерции сечении бетона от­носительно центра тяжести сечении элемента;

*Ired* ⎯ момент инерции приведенного сече­ния элемента относительно его цент­ра тяжести, определяемый согласно указаниям п. 1.28;

*Is* — момент инерции площади сечения арматуры относительно центра тя­жести сечения элемента;

*Ib*0 ⎯ момент инерции площади сечения сжатой зоны бетона относительно нулевой линии;

*Is*0, *I’s*0 ⎯ моменты инерции площадей сечения арматуры соответственно *S* и *S’* от­носительно нулевой линии;

*Wred* ⎯ момент сопротивления приведен­ного сечения элемента для крайне­го растянутого волокна, определя­емый как для упругого материала согласно указаниям п. 1.28.

ГОСУДАРСТВЕННЫЙ КОМИТЕТ СССР

ПО СТРОИТЕЛЬСТВУ И ИНВЕСТИЦИЯМ

(Госстрой СССР)

**ПОСТАНОВЛЕНИЕ**

от 12 ноября 1991 г. № 11

Об изменении СНиП 2.03.01-84 "Бетонные и железобетонные

конструкции"

Государственный комитет СССР по строительству и инвестициям

ПОСТАНОВЛЯЕТ:

Утвердить и ввести в действие с 1 января 1992 г. разработанное НИИЖБом Госстроя СССР прилагаемое изменение № 2 СНиП 2.03.01-84 "Бетонные и железобетонные конструкции", утвержденного постановле­нием Госстроя СССР от 20 августа 1984 г. № 136.

Заместитель Председателя

Госстроя СССР В. П. Мардашов

ИЗМЕНЕНИЕ № 2 СНиП 2.03.01-84 "Бетонные и железобетонные конструкции"

Постановлением Государственного комитета СССР

по строительству и инвестициям от 12 ноября 1991 г. № 11

срок введения в действие установлен

с 1 января 1992 г.

Вводная часть. Заменить ссылку: СТ СЭВ 384-76 на ГОСТ 27751-88 (СТ СЭВ 384-87).

Пункт 2.17\*. В абзаце десятом слова "прокатная углеродистая сталь" заменить словами "прокат из углеродистой стали обыкновенного качества".

Пункт 2.23. В абзаце первом слова "прокатных сталей" заменить словом "проката";

дополнить абзацем следующего содержания:

"Для конструкций, предназначенных для работы при расчетной температуре ниже минус 40 С (п. 1.8), а также при применении проката из низколегированной стали (например, С345 и С375 ⎯ марок 09Г2С, 15ХСНД, 10Г2С1) выбор проката для закладных деталей и электродов для их свар­ных соединений следует производить как для стальных сварных конструк­ций в соответствии с требованиями СНиП II-23-81\*. Расчетные сопротив­ления этого проката необходимо принимать по СНиП II-23-81\*.

Пункт 2.24\*. Заменить марки стали ВСт3сп2 и ВСт3пс2 соответственно на Ст3сп и Ст3пс (два раза).

Пункт 2.25\*. Абзацы первый ⎯ третий изложить в новой редакции:

"2.25\*. За нормативные сопротивления арматуры *Rsn* принимают наименьшие контролируемые значения предела текучести, физического или условного (равного значению напряжений, соответствующих остаточному относительному удлиненно 0,2 %).";

таблицу 20 изложить в новой редакции:

Таблица 20

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| Проволочная арматура классов | Класс  прочности | Диаметр  арматуры, мм | Нормативные сопротивления растяжению *Rsn* и расчетные сопротивления растяжению  дляпредельных состояний второй группы *Rs,ser*, МПа (кгс/см2) |
| Вр-I | ⎯ | 3⎯5 | 490 (5000) |
|  | 1500 | 3 | 1500 (15300) |
|  | 1400 | 4⎯5 | 1400 (14250) |
| B-II | 1300 | 6 | 1300 (13250) |
|  | 1200 | 7 | 1200 (12200) |
|  | 1100 | 8 | 1100 (11200) |
|  | 1500 | 3 | 1500 (15300) |
|  | 1400 | 4⎯5 | 1400 (14250) |
| Вр-II | 1200 | 6 | 1200 (12200) |
|  | 1100 | 7 | 1100 (11200) |
|  | 1000 | 8 | 1000 (10200) |
| К-7 | 1500 | 6⎯12 | 1500 (15300) |
|  | 1400 | 15 | 1400 (14250) |
| К-19 | 1500 | 14 | 1500 (15300) |

Примечания:

1. Класс прочности проволочной арматуры ⎯ установленное стандар­тами значение ее условного предела текучести в Н/мм2.

2. В обозначении проволочной арматуры классов В-II, Вp-II, К-7 и К-19 в соответствии с государственными стандартами указывают ее класс прочности (например, обозначение проволоки класса B-II диаметром 3 мм ⎯ 3В1500, класса Вр-II диаметром 5 мм ⎯ 5Вр1400, канатов класса К-7 диаметром 12 мм ⎯ 12К7-1500).

Пункт 2.26. В таблице 21\* для арматурной проволоки класса Вр-I значение *γs*, равное 1,1, заменить на 1,2;

таблицу 23 изложить в новой редакции:

Таблица 23

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| Проволочная | Диаметр | Расчетные сопротивления арматуры для предельных состояний первой группы, МПа (кгс/см2) | | |
| арматура | арматуры, | растяжению | |  |
|  | мм | продольной *Rs* | поперечной (хомутов и отогну­тых стержней) *Rsw* | сжатию  *Rsc* |
| Вр-I | 3⎯5 | 410 (4200) | 290 (3000)\* | 375 (3850)\*\* |
| В-II при классе прочности:  1500 | 3 | 1250 (12750) | 1000 (10200) |  |
| 1400 | 4⎯5 | 1170 (11900) | 940 (9600) |  |
| 1300 | 6 | 1050 (10700) | 835 (8500) |  |
| 1200 | 7 | 1000 (10200) | 785 (8000) |  |
| 1100 | 8 | 915 (9300) | 730 (7450) |  |
| Вр-II при классе прочности:  1500 | 3 | 1250 (12750) | 1000 (10200) | 500 (5100)\*\* |
| 1400 | 4⎯5 | 1170 (11900) | 940 (9600) |  |
| 1200 | 6 | 1000 (10200) | 785 (8000) |  |
| 1100 | 7 | 915 (9300) | 730 (7450) |  |
| 1000 | 8 | 850 (8700) | 680 (6950) |  |
| К-7 при классе прочности:  1500 | 6⎯12 | 1250 (12750) | 1000 (10200) |  |
| 1400 | 15 | 1160 (12050) | 945 (9600) |  |
| К-19 | 14 | 1250 (12750) | 1000 (10200) |  |

\* При применении проволоки в вязаных каркасах значение *Rsw* следует приникать равным 325 МПа (3300 кгс/см2).

\*\* Данные значения *Rsc* принимает при расчете конструкций из тяжелого, мелкозернистого и легкого бетонов на нагрузки, указанные в поз. 2а табл. 15. При расчете конструкций из бетона этих видов на нагрузки, указанные в поз. 2б табл.15, а также при расчете конст­рукций из ячеистого и поризованного бетонов на нагрузки всех ви­дов значение *Rsc* следует принимать для арматуры классов:

Bр-I ⎯ 340 МПа (3500 кгс/см2);

В-II, Вр-II, К-7 и K-19 ⎯ 400 МПа (4100 кгс/см2).

Приложение 1. Для арматуры класса А-I заменить марки стали:

Ст3кп3 и ВСт3кп2 ⎯ на Ст3кп,

Ст3пс3 и ВСт3пс2 ⎯ на Ст3пс,

Ст3сп3, ВСт3сп2 и ВСт3Гпс2 ⎯ на Ст3сп;

для арматуры класса А-II заменить марку стали ВСт5пс2 на Ст5пс, марку стали ВСт5сп2 ⎯ на Ст5сп;

для арматуры класса Ат-IIIС заменить марки стали БСт5пс и ВСт5пс на Ст5пс, марки стали БСт5сп и ВСт5сп ⎯ на Ст5сп.

Приложение 2 изложить в новой редакции.

ПРИЛОЖЕНИЕ 2

Обязательное

ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ ПРОКАТА

ИЗ УГЛЕРОДИСТОЙ СТАЛИ ОБЫКНОВЕННОГО КАЧЕСТВА

ДЛЯ ЗАКЛАДНЫХ ДЕТАЛЕЙ

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| Характеристика | Прокат для закладных деталей конструкций, предназначенных для работы при расчетной температуре, С | | | |
| закладных деталей | до минус 30 включ. | | ниже минус 30 до  минус 40 включ. | |
|  | Прокат по ГОСТ 535-88 | Толщина проката, мм | Прокат по ГОСТ 535-88 | Толщина проката, мм |
| 1. Рассчитываемые на усилия от нагрузок:  а) статических | Ст3кп2-1 | 4⎯30 | Ст3пс5-1 | 4⎯30 |
| б) динамических и много­кратно повторяющихся | Ст3пс5-1 | 4⎯10 | Ст3пс5-1 | 4⎯10 |
|  | Ст3сп5-1 | 11⎯30 | Ст3сп5-1 | 11⎯30 |
| 2. Конструктивные (не рассчитываемые на силовые воздействия) | Ст3кп2-1 | 4⎯30 | Ст3кп2-1 | 4⎯30 |

Примечания: 1. Расчетную температуру принимают согласно указаниям п. 1.8.

2. Для листового проката группа проката не устанавливается (Ст3кп2, Ст3пс5 к Ст3сп5).

3. Вместо указанного в таблице проката по ГОСТ 535-88 допускается применение фасонного и листового проката для строительных стальных конструкций по ГОСТ 27772-88:

С235 ⎯ вместе Ст3кп2-1,

С245 ⎯ " Ст3пс5-1,

С255 ⎯ " Ст3сп5-1.

4. При соответствующем технико-экономическом обосновании допускает­ся применение проката из полуспокойной к спокойной стали вместо указанной в таблице соответственно кипящей и полуспокойной, а также применение проката групп II и III.

Товарищу МАРДАШОВУ В. П.

Об изменении СНпП 2.03.01-84

"Бетонныеи железобетонные

конструкции"

НИИЖБом Госстроя СССР разработан и внесен проект изменения № 2 СНиП 2.03.01-84 "Бетонные и железобетонные конструкции".

Данным изменением СНиП 2.03.01-84 устанавливаются повышенные расчетные сопротивления проволочной арматуры классов Вр-I, В-II, Вр-II, К-7 и К-19 на основе утвержденных Госстандартом СССР изменений государственных стандартов на проволочную арматуру для железобетонных конструкций (ГОСТ 6727-80, ГОСТ 7348-81 и ГОСТ 13840-68), которыми, в частности, повышаются прочностные характеристики арматурной проволоки диаметрами 3⎯5 мм и канатов диаметрами 6⎯15 мм (до уровня лучших зарубежных аналогов).

Реализация в проектах этих повышенных расчетных сопротивлений проволочной арматуры по данным НИИЖБа позволит достичь ежегодной экономии 70 тыс. тонн стали (исходя из годового объема производства указанной проволочной арматуры и учитывая, что значительная часть проволоки класса Вр-I применяется в качестве конструктивной арма­туры железобетонных конструкций).

Одновременно этим изменением СНиП 2.03.01-84 марки проката из углеродистой стали, применяемые для изготовления закладных изделий бетонных и железобетонных конструкций, приведены в соответствие с введенными в действие ГОСТ 535-88 "Прокат сортовой и фасонный из стали углеродистой обыкновенного качества. Общие технические условия" и ГОСТ 380-88 "Сталь углеродистая обыкновенного качества. Мар­ки".

Главное управление строительных норм, стандартов и ресурсосбережения рассмотрело внесенный НИИЖБом проект указанного изменения СНиП, подготовило его в окончательной редакции и просит утвердить прилагаемое изменение № 2 СНиП 2.03.01-84 "Бетонные и железобетонные конструкции" со сроком введения в действие с 1 января 1992 г.

В. И. Байко