

---

**Министерство строительства  
и жилищно-коммунального хозяйства  
Российской Федерации**

**Федеральное автономное учреждение «Федеральный центр нормирования,  
стандартизации и технической оценки соответствия в строительстве»**

---

**Методическое пособие**

**ИНСТРУКЦИЯ ПО РАСЧЕТУ И ПРОЕКТИРОВАНИЮ КОНСТРУКЦИЙ  
ИЗ ВЫСОКОПРОЧНЫХ ТЯЖЕЛЫХ БЕТОНОВ КЛАССОВ В60-В90  
И МЕЛКОЗЕРНИСТЫХ БЕТОНОВ КЛАССОВ В50-В90**

**Москва 2015**

Методическое пособие разработано следующим авторским коллективом: лаборатория проблем прочности и качества в строительстве НИИСФ РААСН – д.т.н., проф. Н.И. Карпенко (разделы 1–7), д.т.н. С.Н. Карпенко (разделы 4–7), к.т.н. И.Г. Чепизубов (разделы 1–3); лаборатория химических добавок и модифицированных бетонов НИИЖБ – д.т.н. С.С. Каприелов (разделы 1, 2, 4, 8).

## СОДЕРЖАНИЕ

Введение . . . . .	5
1. Область применения . . . . .	5
2. Общие положения . . . . .	6
3. Общие принципы проектирования и расчета железобетонных конструкций из высокопрочных тяжелых и мелкозернистых бетонов . . . . .	7
4. Определение физико-механических и реологических (усадка, ползучесть) характеристик высокопрочных бетонов . . . . .	10
4.1. Общие положения . . . . .	10
4.2. Нормативные сопротивления бетона . . . . .	12
4.3. Расчетные сопротивления бетона . . . . .	13
4.4. Кратковременные деформационные характеристики бетона . . . . .	14
4.5. Диаграммы состояния бетона . . . . .	14
4.6. Учет деформаций ползучести . . . . .	18
4.7. Учет усадки бетона . . . . .	22
4.8. Общие требования к арматуре . . . . .	24
4.9. Диаграммы состояния арматуры . . . . .	25
5. Особенности расчета железобетонных конструкций из высокопрочных бетонов по двум группам предельных состояний . . . . .	28
5.1. Общие положения . . . . .	28
5.2. Общие условия нелинейной диаграммной модели . . . . .	28
5.3. Основные уравнения деформационной диаграммной модели . . . . .	30
5.4. Расчет конструкций по прочности (по первой группе предельных состояний) . . . . .	34
5.5. Расчет деформаций, перемещений и напряжений конструкций на длительное действие нагрузки (по второй группе предельных состояний) . . . . .	36
5.6. Расчет приращений деформаций, перемещений и напряжений конструкций на действие кратковременной нагрузки (по второй групп предельных состояний) . . . . .	37
5.7. Определение полных деформаций, перемещений и напряжений от действия кратковременной и длительной нагрузки . . . . .	37
5.8. Учет деформаций усадки . . . . .	37
6. Общие критерии прочности железобетонных плоских и оболочечных элементов при совместном действии изгибающих и крутящих моментов, нормальных и касательных сил . . . . .	38
6.1. Общие положения . . . . .	38
6.2. Критерии прочности для схем разрушения «Н». . . . .	44
6.3. Критерии прочности для схем разрушения «В». . . . .	47
6.4. Критерии прочности для случая 1В . . . . .	48
6.5. Критерии прочности для случая 2В . . . . .	50
6.6. Критерии прочности элементов для схем разрушения «НВ» . . . . .	51

6.7. Критерии прочности элементов для схемы разрушения «С» . . . . .	53
6.8. Критерий прочности элементов для схемы «С» в случае 1 . . . . .	53
6.9. Критерии прочности для схемы «С» в случае 2 . . . . .	55
7. Дополнительные рекомендации по конструированию . . . . .	57
7.1. Требования к поперечному и продольному армированию . . . . .	57
7.2. Требования к соединениям арматуры внахлест и их расположению	57
7.3. Требования к механическим соединениям арматуры и их расположению . . . . .	59
8. Требования к материалам для производства бетонных смесей тяжелых и мелкозернистых модифицированных бетонов классов В50-В100 . . .	60
Приложение. Основные понятия, термины и определения . . . . .	62
Приложение. Перечень нормативной документации . . . . .	64

## **Введение**

Данное методическое пособие «Инструкция по расчету и проектированию конструкций из высокопрочных тяжелых бетонов классов В60-В90 и мелкозернистых бетонов классов В50 до В90» (далее – Методическое пособие) разработано в развитие положений «СП 63.13330.2012 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003» и призвано учесть результаты развития новых более эффективных видов высокопрочных модифицированных бетонов, изменение их физико-механических и реологических характеристик, а также развитие более совершенных методов расчета и проектирования.

### **1. Область применения**

Действие настоящего Методического пособия распространяется на проектирование и возведение монолитных железобетонных конструкций надземных и подземных сооружений с применением тяжелых модифицированных бетонов классов по прочности от В60 до В90 включительно и мелкозернистых бетонов классов по прочности на сжатие от В50 до В90, марок по морозостойкости F200-F1000 (ГОСТ 10060.0-95) и марок по водонепроницаемости W12-W20 (ГОСТ 12730.5-84), приготовленных из подвижных (марок по удобоукладываемости ПЗ-П5) бетонных смесей.

Методическое пособие предназначено для расчета несущих конструкций высотных зданий и зданий повышенной этажности, высоконагруженных зданий, выполненных с применением высокопрочных бетонов классов В50-В90.

В Методическое пособие включен раздел по расчету прочности плоских и оболочечных элементов в общем случае совместного действия изгибающих и крутящих моментов, нормальных и касательных сил, т.к. конструкции из таких элементов находят широкое применение в современном монолитном в строительстве.

## **2. Общие положения**

Методическое пособие содержит дополнения к СП 63.13330.2012 в части прочностных и деформативных свойств тяжелых и мелкозернистых модифицированных высокопрочных бетонов, а также к расчету железобетонных конструкций из модифицированных высокопрочных бетонов. Необходимость дополнений связана с недостаточной информацией о свойствах новых более эффективных видов высокопрочных модифицированных бетонов и изменениях их физико-механических и реологических характеристик, а также с развитием более совершенных методов расчета и проектирования конструкций из новых бетонов.

Данное Методическое пособие распространяется на тяжелые и мелкозернистые бетоны и содержит информацию о характеристиках высокопрочных бетонов, в дополнение к приведенным в СП 63.13330.2012 характеристикам тяжелых бетонов классов В60-В90 и мелкозернистых бетонов классов В50-В90.

Данное Методическое пособие распространяется на конструкции, подвергающиеся различным видам статических нагрузок.

Настоящее Методическое пособие следует применять совместно со СП 63.13330.2012 «Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003», а также с нормативными документами:

СП 20.13330.2011 «СНиП 2.01.07-85\* Нагрузки и воздействия»;

СП 22.13330.2011 «СНиП 2.02.01-83\* Основания зданий и сооружений»;

СП 28.13330.2012 «СНиП 2.03.11-85 «Защита строительных конструкций от коррозии»;

СП 70.13330.2012 «СНиП 3.03.01-87 «Несущие и ограждающие конструкции»;

СП 122.13330.2012 «СНиП 32-04-97 Тонели железнодорожные и автодорожные»;

СП 131.13330.2012 «СНиП 23-01-99 Строительная климатология» и другими нормативными документами (СП);

ГОСТ 26633-2011 Бетоны тяжелые и мелкозернистые. Технические условия;

ГОСТ 24211-2008 Добавки для бетонов. Общие технические условия.

ГОСТ Р 56178-2014 Модификаторы органо-минеральные типа МБ для бетонов, строительных растворов и сухих смесей. Технические условия;

ГОСТ 31914-2012 Бетоны высокопрочные тяжелые и мелкозернистые для монолитных конструкций. Правила контроля и оценки качества.

### **3. Общие принципы проектирования и расчета железобетонных конструкций из высокопрочных тяжелых и мелкозернистых бетонов**

Для обеспечения нормального функционирования железобетонных конструкций из тяжелых и мелкозернистых модифицированных бетонов (сокращенно – тяжелых бетонов) классов В50-В90 в условиях эксплуатации в течение установленного срока службы зданий и сооружений железобетонные конструкции должны удовлетворять требованиям безопасности (по несущей способности), эксплуатационной пригодности, долговечности. Железобетонные конструкции также должны удовлетворять требованиям по несущей способности в процессе возведения.

Для удовлетворения требования безопасности железобетонные конструкции из тяжелых и мелкозернистых модифицированных бетонов классов В50-В90 должны иметь такие характеристики, которые с надлежащей степенью надежности предотвратят разрушение конструкций при различных воздействиях.

Для удовлетворения требования эксплуатационной пригодности железобетонные конструкции из тяжелых и мелкозернистых модифицированных бетонов классов В50-В90 должны иметь такие характеристики, которые с надлежащей степенью надежности при различных воздействиях предотвратят образование или чрезмерное раскрытие трещин, а также чрезмерные деформации, препятствующие нормальной эксплуатации (нарушение требований по охране здоровья людей и окружающей среды, требований к внешнему виду конструкции, технологических требований по нормальной работе оборудования и механизмов, конструктивных требований по совместной работе элементов и т. д.).

Для удовлетворения требований долговечности железобетонные конструкции из модифицированных бетонов классов В50-В90 должны иметь такие начальные

характеристики, которые с надлежащей степенью надежности в течение установленного длительного времени (заданного срока службы) конструкции удовлетворяли бы требованиям безопасности и эксплуатационной пригодности при различных воздействиях.

При проектировании железобетонных конструкций должны быть установлены вид и показатели качества бетона и арматуры с соответствующими их значениями.

Нагрузки и воздействия, срок эксплуатации (службы) сооружений, предел огнестойкости и способы защиты конструкций от коррозии железобетонных конструкций надземных и подземных сооружений устанавливаются соответствующими нормативными документами.

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

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

Расчеты железобетонных конструкций в общем случае следует производить для двух стадий работы конструкций, связанных с состоянием бетона:

I. До приобретения бетоном в конструкции требуемой прочности – на воздействие массы этого бетона и технологических нагрузок на этапе возведения конструкции.

II. После приобретения бетоном в конструкции требуемой прочности – на воздействие как технологических, так и эксплуатационных нагрузок.

Рассчитывать железобетонную конструкцию следует на действие изгибающих моментов, продольных и поперечных сил и крутящих моментов, возникающих в конструкциях от различных воздействий, а также на действие местной нагрузки.

Расположение температурно-усадочных швов и границ захваток (технологических швов) при бетонировании в проектируемых конструкциях должно назначаться по расчету. Это связано с необходимостью обеспечить термическую



трещиностойкость при перепадах температуры окружающей среды и в конструкциях.

Расчеты железобетонных конструкций следует производить по методу предельных состояний, включающему:

- предельные состояния первой группы (по пригодности к эксплуатации без потери несущей способности);
- предельные состояния второй группы (по пригодности к нормальной эксплуатации без образования или чрезмерного раскрытия трещин, появления недопустимых деформаций и др.).

Расчеты по предельным состояниям первой группы должны включать расчеты по прочности.

Расчеты по предельным состояниям второй группы должны включать расчеты по образованию и раскрытию трещин и по деформациям.

С необходимой надежностью расчеты должны гарантировать от наступления предельных состояний конструкций.

Кроме того, в необходимых случаях по соответствующим нормативным документам следует производить расчеты по огнестойкости, теплопроводности, звукоизоляции, обеспечивающие нормальные условия жизнедеятельности.

При проектировании железобетонных конструкций из тяжелых и мелкозернистых модифицированных бетонов классов В50-В90 надежность конструкций устанавливают полувероятностным методом расчета путем использования расчетных значений нагрузок и воздействий, расчетных характеристик бетона и арматуры, определяемых с помощью частных коэффициентов надежности по нормативным значениям этих характеристик, с учетом уровня ответственности здания или сооружения.

Нормативные значения нагрузок и воздействий, значения коэффициентов надежности по нагрузке, а также коэффициентов надежности по ответственности конструкций устанавливают соответствующие нормативные документы для строительных конструкций.

Расчетные значения нагрузок и воздействий принимают в зависимости от вида расчетного предельного состояния и расчетных ситуаций.

Нормативные значения характеристик материалов определяют с учетом изменчивости свойств материалов.

Уровень надежности расчетных значений характеристик материалов устанавливают в зависимости от опасности достижения соответствующего предельного состояния и регулируют значением коэффициента надежности по бетону и арматуре.

Расчет железобетонных конструкций из тяжелых и мелкозернистых модифицированных бетонов классов В50-В90 можно производить по заданному значению надежности на основе полного вероятностного расчета с учетом изменчивости основных факторов, входящих в расчетные зависимости.

При проектировании железобетонных конструкций необходимо обеспечить конструктивные требования по геометрическим параметрам элементов конструкций, по армированию и по защите конструкций от неблагоприятного воздействия среды эксплуатации.

#### **4. Определение физико-механических и реологических (усадка, ползучесть) характеристик высокопрочных бетонов**

##### **4.1. Общие требования к бетону**

**4.1.1.** Для железобетонных конструкций, проектируемых в соответствии с требованиями настоящим Методическим пособием, следует предусматривать конструкционные бетоны, соответствующие ГОСТ.

Смеси для бетонов классов В50-В90 должны соответствовать ГОСТ 7473-2010 со следующими уточнениями.

В качестве вяжущих применяются портландцементы марок ЦЕМ I 52,5Н и ЦЕМ II 52,5Н, соответствующие ГОСТ 31108-2003, ПЦ 500-Д0-Н и ПЦ 500-Д20-Н, соответствующие ГОСТ 10178-85, содержащие в своем составе  $C_3A$  не более 8 %, имеющие показатель нормальной густоты цементного теста не выше 25 %.

Предельный расход цемента в тяжелых бетонах должен быть не более 550 кг/м<sup>3</sup>, а в мелкозернистых – не более 700 кг/м<sup>3</sup>.

В качестве добавок применяются следующие материалы.

Минеральные добавки, соответствующие ГОСТ Р 56592-2015:

- микрокремнезем (ТУ 5743-048-02495332-96);
- метакаолин (ТУ 5870-176-46854090-94);
- золы уноса (ГОСТ 25818).

Химические добавки, соответствующие (ГОСТ 24211-2008):

- суперпластификаторы;
- регуляторы твердения;
- регуляторы структуры.

Органо-минеральные модификаторы бетона типа МБ, соответствующие ГОСТ Р 56592-2015:

МБ-01 (ТУ 5743-073-46854090-98);

МБ-С (ТУ 5743-083-46854090-98);

Эмбэлит (ТУ 5870-176-46854090-04).

**4.1.2.** Тяжелые и мелкозернистые модифицированные бетоны классов В50-В90 по физико-техническим свойствам должны отвечать требованиям ГОСТ 26663-2012 и данным, приведенным в настоящей Методическом пособии.

Основными показателями качества бетона являются:

- класс по прочности на сжатие (В);
- класс по прочности на осевое растяжение (В<sub>т</sub>);
- марка по морозостойкости (F);
- марка по водонепроницаемости (W).

**4.1.3.** Для бетонных и железобетонных конструкций, проектируемых в соответствии с требованиями настоящим Методическим пособием, следует предусматривать конструкционные модифицированные бетоны классов В50-В90:

- тяжелые со средней нормативной плотностью 2320-2500 кг/м<sup>3</sup>;
- мелкозернистые со средней нормативной плотностью 2100-2300 кг/м<sup>3</sup>.

**4.1.4.** Для бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и мелкозернистых модифицированных бетонов следует предусматривать бетоны

следующих классов и марок:

- *классов по прочности на сжатие:*  
тяжелый и мелкозернистый – В50, В60, В70; В80; В90
- *классов прочности на осевое растяжение:*  
тяжелый и мелкозернистый – В<sub>t</sub>2,8; В<sub>t</sub>3,2; В<sub>t</sub>3,6; В<sub>t</sub>3,8; В<sub>t</sub>4,0;
- *марок по морозостойкости:*  
тяжелый и мелкозернистый – F 200; F 300; F 400; F 500; F 600;  
F 700; F 800; F 900; F 1000
- *марок по водонепроницаемости:*  
тяжелый и мелкозернистый – W12; W14; W16; W18; W20

#### 4.1. Нормативные сопротивления бетона

4.2.1. Основными прочностными характеристиками бетона являются нормативные значения сопротивления бетона осевому сжатию призм  $R_{bn}$  и сопротивление осевому растяжению  $R_{bt}$ , устанавливаемые с обеспеченностью 0,95.

4.2.2. Нормативные значения сопротивлений модифицированного бетона классов В50-В90 (тяжелого и мелкозернистого плотной структуры с плотным мелким заполнителем)  $R_{bn}$  и  $R_{bt}$  в зависимости от класса бетона по прочности на сжатие согласно СП 63.13330.2012 приведены в табл. 4.1. Они согласуются с данными табл.6.7 СП 13330.2012.

Таблица 4.1

Вид сопротивления	Вид бетона	Нормативные сопротивления бетона, $R_{bn}$ и $R_{bt}$ , МПа и расчетные сопротивления бетона для предельных состояний второй группы, $R_{b,ser}$ и $R_{bt,ser}$ , МПа при классе бетона по прочности на сжатие				
		В50	В60	В70	В80	В90
Сжатие осевое (призменная прочность), $R_{bn}$ и $R_{b,ser}$	<i>тяжелый и мелкозернистый</i>	36,0	43	50	57	64
Растяжение осевое, $R_{bt}$ и $R_{bt,ser}$	<i>тяжелый и мелкозернистый</i>	2,45	2,75	3,00	3,30	3,60

Нормативные сопротивления бетона, приведенные в табл. 4.1 соответствуют возрасту бетона  $t_0 = 28$  сут. ( $R_{bn} = R_{bn}(28)$ ;  $R_{bt} = R_{bt}(28)$ ). Нормативные сопротивления бетона при  $t_0 \neq 28$  сут. определяются по указаниям п.4.5.3.

## 4.2. Расчетные сопротивления бетона

4.3.1. Расчетные значения сопротивления модифицированного бетона осевому сжатию и осевому растяжению определяют делением нормативных значений сопротивления бетона на соответствующие коэффициенты надежности по бетону при сжатии  $\gamma_{bc}$  и растяжении  $\gamma_{bt}$ .

Значения коэффициентов надежности принимают равными:

- при сжатии:

$\gamma_{bc} = 1,3$  – для предельных состояний первой группы;

$\gamma_{bc} = 1,0$  – для предельных состояний второй группы;

- при растяжении (при назначении класса бетона по прочности на сжатие):

$\gamma_{bt} = 1,5$  – для предельных состояний первой группы;

$\gamma_{bt} = 1,0$  – для предельных состояний второй группы.

Кроме этого, для высокопрочных бетонов классов В70, В80, В90 в СП 63.13330.2012 вводится дополнительный понижающий коэффициент  $\gamma_{b,br}$ . Для модифицированных бетонов классов В70-В90 он может быть принят несколько увеличенным и определяться по формуле  $\gamma_{b,br} = (370 - B)/300$ .

Расчетные сопротивления бетона  $R_b$  и  $R_{bt}$  (с округлением) в зависимости от класса бетона по прочности на сжатие и осевое растяжение для предельных состояний первой группы приведены в табл. 4.2 и 4.3:

Таблица 4.2

Вид сопротивления	Вид бетона	Расчетные сопротивления бетона для предельных состояний первой группы $R_b$ и $R_{bt}$ , МПа при классе прочности на сжатие				
		В50	В60	В70	В80	В90
Сжатие осевое, $R_b$	<i>тяжелый и мелкозернистый</i>	27,7	33,0	38,4	42,35	45,9
Растяжение осевое, $R_{bt}$	<i>тяжелый и мелкозернистый</i>	1,63	1,83	2,00	2,13	2,24

Таблица 4.3

Вид сопротивления	Вид бетона	Расчетные сопротивления бетона для предельных состояний первой группы $R_{bt}$ , МПа при классе бетона на осевое растяжение				
		B,2,8	B,3,2	B,3,6	B,3,8	B,4,0
Растяжение осевое	<i>тяжелый и мелкозернистый</i>	2,15	2,45	2,75	2,85	2,95

### 4.3. Кратковременные деформационные характеристики бетона

4.4.1. Для тяжелых и мелкозернистых модифицированных бетонов классов В50-В90 начальные модули упругости бетона при сжатии и растяжении принимают по табл. 4.4.

Таблица 4.4

Бетон	Начальные модули упругости бетона при сжатии и растяжении $E_b \cdot 10^{-3}$ , МПа при классе бетона по прочности на сжатие				
	B50	B60	B70	B80	B90
Тяжелый	38,5	40,3	42,0	43,0	43,7
Мелкозернистый	33,0	35,3	36,2	36,8	37,2

Модули упругости, приведенные в табл. 4.4 соответствуют возрасту бетона  $t_0 = 28$  сут. ( $E_b = E_b(28)$ ). Модули упругости при  $t_0 \neq 28$  сут. определяются по указаниям п.4.5.4.

4.4.2. Начальный коэффициент поперечной деформации бетона (коэффициент Пуассона) принимается равным 0,23 для тяжелых и мелкозернистых модифицированных бетонов классов В50-В90.

### 4.4. Диаграммы состояния бетона

4.4.1. Кратковременные деформации зависят от уровня напряжений и определяются при центральном и внецентральном с малым эксцентриситетом сжатия по формуле:

$$\varepsilon_b = \frac{\sigma_b}{E_b \nu_b}, \quad (4.1)$$

где  $\sigma_b$  – напряжение сжатия;

$\nu_b$  – коэффициент изменения текущего модуля, для восходящей ветви диаграммы

$$\nu_b = \hat{\nu}_b + (1 - \hat{\nu}_b) \sqrt{1 - \omega_1 \eta - \omega_2 \eta^2}, \quad (4.2)$$

здесь:  $\hat{\nu}_b$  – значение  $\nu_b$  в вершине диаграммы,

$$\hat{\nu}_b = \frac{R_{bn}}{\hat{\varepsilon}_b E_b}, \quad (4.3)$$

$R_{bn}$  – нормативное значение напряжения сжатия в вершине диаграммы при

$$\sigma_b = R_{bn};$$

$\hat{\varepsilon}_b$  – значение относительных деформаций сжатия в вершине диаграммы сжатия,

$$\hat{\varepsilon}_b = \frac{B}{E_b} \cdot \frac{1 + 0,7B\lambda / 60 + 0,2 / B}{0,12 + B / 60 + 0,2 / B}, \quad (4.4)$$

$B$  – класс бетона на сжатие;

$\lambda = 0,9$  при расчете конструкций по первой группе предельных состояний;

$\lambda = 1$  при расчете конструкций по второй группе предельных состояний;

$\eta$  – абсолютная величина уровня напряжений сжатия,

$$\eta = |\sigma_b| / R_{bn}; \quad (4.5)$$

$\omega_1, \omega_2$  – характеристики кривизны диаграммы,

$$\omega_1 = 2 - 2,5\hat{\nu}_b; \quad \omega_2 = 1 - \omega_1. \quad (4.6)$$

Для сжатой зоны изгибаемых и внецентренно сжатых элементов с большим эксцентриситетом:

$$\omega_1 = 2 - 1,4\hat{\nu}_b; \quad \omega_2 = 1 - \omega_1 \quad (4.7)$$

(кроме этого, значения  $\hat{\varepsilon}_b$  вычисленные по формуле (4.4) умножаются на коэффициент 1,2).

Для ниспадающей ветви диаграммы формула (4.2) записывается в виде:

$$\nu_b = \hat{\nu}_b - (\nu_0 - \hat{\nu}_b) \sqrt{1 - \omega_1^* \eta - \omega_2^* \eta^2}, \quad (4.8)$$

где

$$\nu_0 = 2,05 \hat{\nu}_b; \omega_1^* = 1,95 \hat{\nu}_b - 0,138; \omega_2^* = 1 - \omega_1^*. \quad (4.9)$$

Сжимающие напряжения  $\sigma_b$  принимаются отрицательными, т.е. они вводятся в формулу (4.1) со знаком минус.

При расчете конструкций по первой группе предельных состояний в представленных выше формулах  $R_{bt,n}$  заменяется на  $R_b$ .

Деформации растяжения бетона для центрально растянутых элементов и внецентренно растянутых с малым эксцентриситетом элементов определяется по формулам (4.1), (4.2) с заменой формул (4.3) – (4.5) на следующие зависимости:

$$\hat{\nu}_b = (0,6 + 0,15 R_{bt,n} / 2,5) / \gamma_{bt}, \quad (4.10)$$

$$\eta = |\sigma_{bt}| / R_{bt,n},$$

для внецентренно растянутых элементов  $\gamma_{bt} = 1$ , в других случаях

$$0,9 \leq \gamma_{bt} = 2,07 - \sqrt[3]{h / h_s}, \quad (4.11)$$

где  $R_{bt,n}$  – нормативное значение напряжений растяжения в вершине диаграммы; параметры  $\omega_1$  и  $\omega_2$  определяются по формулам (4.6);

$h_s = 0,3$  м,  $h$  – высота сечения в метрах.

При расчете конструкций по первой группе предельных состояний в представленных выше формулах  $R_{bt,n}$  заменяется на  $R_{bt}$ .



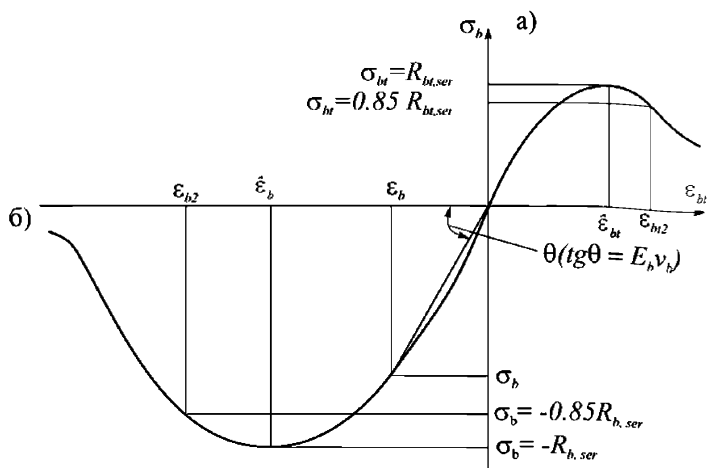


Рис. 4.1. Диаграмма деформирования бетона при растяжении (а) и сжатии (б)

4.5.1. Коэффициент  $v_b$  также определяется через уровень деформаций  $\eta_d = \epsilon_b / \hat{\epsilon}_b$  по зависимости

$$v_b = \rho + \sqrt{\rho^2 + s}, \quad (4.12)$$

где

$$\rho = \frac{\hat{v}_b [2\hat{v}_b^2 - \omega \eta_d (v_0 - \hat{v}_b)^2]}{2[\hat{v}_b^2 + (1 - \omega)\eta_d^2 (v_0 - \hat{v}_b)^2]},$$

$$s = \frac{\hat{v}_b^2 (v_0^2 - 2v_0 \hat{v}_b)}{\hat{v}_b^2 + (1 - \omega)\eta_d^2 (v_0 - \hat{v}_b)^2},$$

для растянутых элементов в представленных выше формулах заменяются:

$$v_b \text{ на } v_{bt}, \hat{v}_b \text{ на } \hat{v}_{bt}, \eta_d = \epsilon_{bt} / \hat{\epsilon}_{bt}.$$

4.5.2. Как для сжатого, так и для растянутого бетона нисходящая ветвь при двухзначной эпюре напряжений используется до уровня напряжений  $\eta = 0,85$  (рис. 5.1). После этого уровня соответствующий элемент бетона принимается выключенным из работы.

За максимальное принимается усилие, которое может быть воспринято сечением с учетом выключения из работы отдельных слоев бетона, деформация которых превышает предельные значения.

**4.5.3.** Формулы п. 4.5.1 – п. 4.5.3 относятся к возрасту бетона  $t_0 = 28$  сут. При  $t_0 \neq 28$  сут. в этих формулах следует заменять:  $R_{bn}$  на  $R_{bn}(t_0)$ ,  $R_{btm}$  на  $R_{btm}(t_0)$ ,  $B$  на  $B \cdot R_{btm}(t_0) / R_{bn}(28)$ ,  $E_b$  на  $E_b(t_0)$ , где величины  $R_{bn}(t_0)$ ,  $R_{btm}(t_0)$ ,  $E_b(t_0)$  определяются по указаниям п. 4.6.3 и 4.6.4. При этом величины  $v_b$ ,  $v_{bt}$  заменяются соответственно  $v_b(t_0)$ ,  $v_{bt}(t_0)$ .

#### 4.5. Учет деформаций ползучести

Этот учет необходим для определения температурно-усадочных и силовых (от нагрузки) напряжений и деформаций в конструкциях в двух стадиях: 1) в процессе возведения, 2) в процессе эксплуатации.

**4.6.1.** Предельное значение линейной меры ползучести бетона, загруженного в возрасте 28 суток, находится по формуле:

$$C(\infty, 28) = C^N(\infty, 28) \cdot \xi_1 \cdot \xi_2, \quad (4.13)$$

где  $C^N(\infty, 28)$  – предельное значения линейной меры ползучести бетона, загруженного в возрасте 28 суток и твердеющего в естественных условиях при относительной влажности окружающей среды  $W=60\%$ , которые принимают по табл. 4.5.

Таблица 4.5

Вид бетона	$C^N(\infty, 28) \cdot 10^6$ , МПа <sup>-1</sup> , для бетона класса				
	B50	B60	B70	B80	B90
Тяжелый	53	52	51	50	50
Мелкозернистый	65	65	60	60	60

Коэффициент  $\xi_1$ , учитывающий относительную влажность окружающей среды<sup>1)</sup>, принимают равным:

<sup>1)</sup> Примечания:

- для конструкций, эксплуатирующихся на открытом воздухе, средняя относительная влажность берется за теплый период года;
- теплым периодом необходимо считать период, когда среднесуточная температура наружного воздуха выше +5°C, а минимальная суточная температура выше 0°C;

- 1 – при относительной влажности воздуха окружающей среды 60%;
- 0,47 – при относительной влажности воздуха окружающей среды 100%.

Промежуточные значения коэффициента  $\xi_1$  находятся путем линейной интерполяции.

Коэффициент  $\xi_2$ , учитывающий модуль открытой поверхности<sup>2</sup> конструкции, принимают по табл. 4.6.

Таблица 4.6

Характеристика	Модуль открытой поверхности конструкции, м <sup>-1</sup>					
	0	5	10	20	40	60 и более
$\xi_2$	0,51	0,65	0,76	0,93	1,11	1,25

**4.6.2.** Меру линейной ползучести бетона к моменту времени  $t$  при загрузении его в возрасте  $t_0$  принимают в виде:

$$C(t, t_0) = C(\infty, 28) \cdot \Omega(t_0) \cdot f(t - t_0), \quad (4.14)$$

где  $C(\infty, 28)$  – предельное значение меры ползучести, определяемое по формуле (4.13);

$\Omega(t_0)$  – функция, учитывающая влияние старения бетона на меру ползучести;

$f(t - t_0)$  – функция, учитывающая нарастание во времени меры ползучести.

Для функций  $\Omega(t_0)$  и  $f(t - t_0)$  принимаются выражения

$$\Omega(t_0) = 0,5 + de^{-2\gamma_1 t_0} \quad (4.15)$$

$$f(t - t_0) = 1 - De^{-\alpha(t-t_0)} - Be^{-\gamma_1(t-t_0)} \quad (4.16)$$

где  $d$  и  $\gamma_1$  назначаются по табл. 4.7 и табл. 4.8;  $B = 0,475$ ;  $D = 0,525$ ,  $\alpha = 0,1$ .

– влажность воздуха окружающей среды принимается по СП 131.13330.

<sup>2</sup> Модулем поверхности называется величина, численно равная отношению площади открытой поверхности конструкции к объему этой конструкции.

Таблица 4.7

Параметры	$t_0$ , сут.	Значение параметра $d$ при модуле открытой поверхности конструкции $M_0$ , м <sup>-1</sup>			
		10 и менее	20	40	60 и более
$d$	3	1,326	1,485	1,661	1,855
	7	1,001	1,121	1,256	1,406
	14	0,737	0,825	0,924	1,035
	28	0,626	0,701	0,785	0,879
	>60	0,592	0,663	0,744	0,833

Табл. 4.8

Параметры	Значение параметра $\gamma_1$ при модуле открытой поверхности конструкции $M_0$ , м <sup>-1</sup>			
	10 и менее	20	40	60 и более
$\gamma_1$ сут <sup>-1</sup>	0,004	0,006	0,008	0,010

**4.6.3.** Меру нелинейной ползучести к моменту времени  $t$  при загрузении в возрасте  $t_0$  принимают в виде:

$$C(\sigma_b, t, t_0) = f_c \cdot C(t, t_0), \quad (4.17)$$

где  $f_c$  – функция нелинейности.

Для определения функции нелинейности принимают выражение

$$f_c = 1 + 3V_c \frac{\eta^4(t_0)}{\sqrt{1 - 0,1e^{-\gamma_1(t-t_0)}}}, \quad (4.18)$$

где  $V_c$  назначается по табл. 4.9,

$$\eta(t_0) = \sigma_b(t_0) / R_{bn}(t_0). \quad (4.19)$$

Здесь  $R_{bn}(t_0)$  – нормативная прочность бетона в возрасте  $t_0$  в сутках, которая определяется по формулам:

$$\text{для сжатия –} \quad R_{bn}(t_0) = R_{bn}(28) \left[ 1 + \frac{23}{55 + B} \left( \frac{t_0 - 28}{t_0 + 5} \right) \right], \quad (4.20)$$

$$\text{для растяжения –} \quad R_{bn}(t_0) = R_{bn}(28) \left[ 1 + \frac{23}{75 + B} \left( \frac{t_0 - 28}{t_0 + 1} \right) \right]^{0,6}, \quad (4.21)$$

где В – класс бетона в возрасте  $t_0 = 28$  сут. При растяжении в формуле (4.19)  $R_{bn}(t_0)$  заменятся на  $R_{bin}(t_0)$ ,  $\sigma_b(t_0) = \sigma_{bin}(t_0)$ .

Формулы (4.20), (4.21) для возраста  $t_0 > 28$  сут. справедливы при внешней среде, очень благоприятной для нарастания прочности бетона, в противном случае при  $t_0 > 28$  сут.  $R_{bn}(t_0) = R_{bn}(28)$ ;  $R_{bin}(t_0) = R_{bin}(28)$ .

**4.6.4.** Полную относительную деформацию сжатого или растянутого бетонного элемента в момент времени  $t$ , нагруженного напряжениями  $\sigma_b(t_0)$  в момент времени  $t_0$  определяют по формуле:

$$\varepsilon_b(t, t_0) = \sigma_b(t_0) \left[ \frac{l}{E_b(t_0) \nu_b(t_0)} + C(\sigma_b, t, t_0) \right], \quad (4.22)$$

где  $E_b(t_0)$  определяется по формуле

$$E_{bn}(t_0) = E_{bn}(28) \left[ 1 + \frac{23}{55 + B} \left( \frac{t_0 - 28}{t_0 + 5} \right) \right]^{0,3}, \quad (4.23)$$

где В – класс бетона для возраста  $t_0 = 28$  сут.

Таблица 4.9

Параметры	Значение $\nu_c$ при проектном (В) и условном (В( $t_0$ )) классе бетона				
	В50	В60	В70	В80	В90
$\nu_c$	1,35	1,28	1,25	1,2	1,2

**4.6.5.** При расчете конструкций диаграммным методом с учетом деформаций ползучести формула (4.22) для  $i$ -го участка бетона преобразовывается к виду

$$\varepsilon_b(t, t_0) = \frac{\sigma_b(t_0)}{E_b(t_0) \tilde{\nu}_b(t_0)} = \sigma_b(t_0) \left[ \frac{l}{E_b(t_0) \nu_b(t_0)} + C(\sigma_b, t, t_0) \right],$$

откуда

$$\tilde{\nu}_b(t_0) = \frac{\nu_b(t_0)}{1 + \nu_b(t_0) C(\sigma_b, t, t_0) E_b(t_0)}, \quad (4.24)$$

где  $\nu_b(t_0)$  определяется как  $\nu_b$  (или  $\nu_{bn}(t_0)$  при  $\sigma_b(t_0) = \sigma_{bn}(t_0)$ ) по зависимостям п.п. 4.5.1 – 4.5.3, мера ползучести  $C(\sigma_b, t, t_0)$  применяется как при сжатии, так и при

растяжении с учетом указаний п. 4.6.3; в случае растяжения ( $\sigma_b(t_0) = \sigma_{bt}(t_0)$ ) значение  $v_b(t_0)$ ,  $\tilde{v}_b(t_0)$  соответственно заменяются на  $v_{bt}(t_0)$ ,  $\tilde{v}_{bt}(t_0)$ .

Значения  $\tilde{v}_b(t_0)$ ,  $\tilde{v}_{bt}(t_0)$  используют в диаграммном методе расчета на длительное действие нагрузки вместо  $v_b$ ,  $v_{bt}$ .

В случае, если при  $t \geq 28$  сут. изменение модуля деформации бетона и прочности бетона не учитываются, следует принимать  $E_b(t_0) = E_b$ , где  $E_b$  – начальный модуль упругости бетона, принимаемой по табл. 6.1 СП 63.13330.2012. Обозначая при этом  $\sigma_b(t_0) = \sigma_b$ ,  $v_b(t_0) = v_b$ , где  $v_b$  определяется как  $v_b$  по формулам п.п. 4.5.1 – 4.5.2, зависимость (4.24) можно преобразовать к виду

$$\tilde{v}_b(t_0) = \frac{v_b}{1 + v_b C(\sigma_b, t, t_0) E_b}, \quad (4.25)$$

в случае растяжения в формуле (4.25)  $\tilde{v}_b(t_0)$ ,  $v_b$  заменяются соответственно на  $\tilde{v}_{bt}(t_0)$ ,  $v_{bt}$ .

#### 4.7. Учет усадки бетона

4.7.1. Предельное значение усадки высокопрочных тяжелых и мелкозернистых модифицированных бетонов классов В50-В90 определяют по выражению:

$$\varepsilon_{bs}(\infty, t_w) = \varepsilon_{bs}^N(\infty, 7) \xi_1 \xi_2 \xi_3 \xi_4 \xi_5, \quad (4.26)$$

где  $t_w = 7$  сут. – период твердения бетона при влажности ( $W$ )  $95 \pm 3$  % и температуре ( $t$ )  $20 \pm 3$  °С.

Базовое предельное значение усадки бетона  $\varepsilon_{bs}^N(\infty, 7)$  при окончании его влажного зрания в возрасте 7 сут., твердеющего в естественных условиях при относительной влажности окружающей среды  $W=60\%$  –  $\varepsilon_{bs}^N(\infty, 7)$ , принимают по табл. 4.10:

Таблица 4.10

Вид бетона	$\varepsilon_{bs}^N(\infty, 7) \cdot 10^{-5}$ для бетона класса				
	В50	В60	В70	В80	В90
Тяжелый	60	60	60	60	60
Мелкозернистый	80	80	80	80	80

Коэффициент  $\xi_1$  принимают равным в зависимости от момента окончания нормального хранения (при  $W = 95 \pm 3 \%$  и  $t = 20 \pm 3 \text{ }^\circ\text{C}$ ) по табл. 4.11 с интерполяцией промежуточных значений.

Таблица 4.11

Характеристика	Возраст бетона в момент окончания влажного хранения $t_w$ , суток					
	7 и менее	28	60	90	180	360 и более
$\xi_1$	1	0,95	0,93	0,92	0,91	0,90

Коэффициент  $\xi_2$  принимают равным в зависимости от модуля открытой поверхности конструкции по табл. 4.12 с интерполяцией промежуточных значений.

Таблица 4.12

Характеристика	Модуль открытой поверхности конструкции, $\text{м}^{-1}$					
	0	5	10	20	40	60 и более
$\xi_2$	0,6	0,65	0,7	0,92	1,10	1,20

Коэффициент  $\xi_3$  принимают равным в зависимости от влажности воздуха окружающей среды по табл. 4.13 с интерполяцией промежуточных значений.

Таблица 4.13

Характеристика	Влажность воздуха окружающей среды, %						
	40 и менее	50	60	70	80	90	100
$\xi_3$	1,14	1,08	1	0,95	0,9	0,65	0,2

Коэффициент  $\xi_4$  зависит от вида модификатора бетона. При использовании органико-минерального модификатора марки Эмбэлит компенсирующего усадку (тип Б по ГОСТ Р 56178-2014) коэффициент принимается равным 1.

Коэффициент  $\xi_5$  зависит от подвижности бетонной смеси:

$\xi_5 = 1$  – для жестких смесей марок по удобоукладываемости П1-П3 (с осадкой конуса 10 см и ниже);

$\xi_5 = 1,15$  – для пластичных смесей марки по удобоукладываемости П4(с осадкой конуса до 20 см);

$\xi_s = 1,25$  – для высокопластичных смесей марки по удобоукладываемости П5 (с осадкой конуса до 27 см);

$\xi_s = 1,45$  – для самоуплотняющихся смесей (расплывом конуса более 65 см).

Деформации усадки в момент времени  $t$  вычисляются по формуле:

$$\varepsilon_{br}(t, t_w) = \varepsilon_{br}(\infty, t_w) [1 - e^{-\alpha(t-t_w)}] \left[ \frac{A}{e^{-\gamma(t-t_w)} + 1} + 1 \right], \quad (4.27)$$

где параметр  $\alpha$  определяется по табл. 4.14;  $A=2$ ;  $\gamma=0,035$ .

Таблица 4.14

Модуль открытой поверхности $M_o$	10 и менее	20	40	670	80 и более
	0,004	0,008	0,015	0,02	0,03

#### 4.8. Общие требования к арматуре

**4.8.1.** В конструкциях из тяжелых и мелкозернистых модифицированных бетонов классов В50-В90 должна применяться арматура в соответствии с СП 52-101-2003 «Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры». При этом характеристики профиля арматуры, ее механические свойства и химический состав должны удовлетворять требованиям ГОСТ 5781-82 «Сталь горячекатаная для армирования железобетонных конструкций»; ГОСТ 52544-2006 «Прокат арматурный свариваемый периодического профиля классов А500С и В500С для армирования железобетонных конструкций»; СТО АСЧМ 7-93 «Прокат периодического профиля из арматурной стали. Технические условия»; СТО 36554501-005-2006 «Применение арматуры класса А500СП в железобетонных конструкциях».

**4.8.2.** Нормативные и расчетные сопротивления для первой и второй групп по предельным состояниям, а также остальные расчетные прочностные и деформационные характеристики берутся из соответствующих таблиц СП 63.13330.2012.

#### 4.9. Диаграммы состояния арматуры

**4.9.1.** Диаграммы состояния (деформирования) арматуры  $\varepsilon_s - \sigma_s$  используют при расчете железобетонных элементов по нелинейной деформационной модели.



Диаграмма арматуры разделяется на два участка: линейный от  $\sigma_s = 0$  до  $\sigma_s = \sigma_{s,el}$  и нелинейный от  $\sigma_s = \sigma_{s,el}$  до  $\sigma_s = \sigma_{s,u}$ ,

где  $\sigma_{s,el}$  – предел упругости арматуры, равный  $R_{s,n}\eta_{s,el}$ ;

$\sigma_{s,u}$  – сопротивление арматура разрыву, равное  $R_{s,n}\gamma_{su}$ ;

$\varepsilon_{s,u}$  – относительная деформация, соответствующая  $\sigma_{s,u}$ .

Коэффициенты  $\eta_{s,el}$ ,  $\gamma_{su}$  и значения  $\varepsilon_{s,u}$  приведены в табл. 4.15.

Таблица 4.15

Вид и класс арматуры с условным пределом текучести	$\eta_{s,el}$	$\gamma_{su}$	$\varepsilon_{s,u}$
A500	0,85	1,15	0,10
Горячекатаная класса:			
A600	0,8	1,35	0,06
A800	0,8	1,45	0,07
A1000	0,8	1,25	0,06
Термомеханические упроченная классов Ат1000 и Ат1200 диаметром, мм:			
10-14	0,8	1,23	0,06
16-32	0,8	1,15	0,07
Холоднодеформированная класса В500 диаметром, мм:			
3	0,75	1,09	0,02
4	0,75	1,08	0,025
5 и более	0,75	1,05	0,03
класса Вр1200 диаметром, мм, 8	0,85	1,05	0,04
« Вр1300 « 7	0,85	1,05	0,04
« Вр1400 « 6;5	0,85	1,1	0,05
« Вр1460 « 4	0,85	1,2	0,06
« В1500 « 3	0,85	1,2	0,06

На линейном участке (при  $\sigma_s \leq \sigma_{s,el}$ ) диаграмма описывается формулой  $\varepsilon_s = \sigma_s / E_s$ , при этом  $\nu_s = 1$ .

На нелинейном отрезке (при  $\sigma_s \geq \sigma_{s,el}$ )

$$\varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{\nu_s E_s}, \quad (4.28)$$

где  $\nu_s$  – коэффициент изменения секущего модуля арматуры

$$\nu_s = \hat{\nu}_s + (1 - \hat{\nu}_s) \sqrt{1 - \omega \eta - (1 - \omega) \eta^2}, \quad (4.29)$$

$\hat{\nu}_s$  – коэффициент изменения секущего модуля в вершине диаграммы (при  $\sigma_s = \sigma_{s,u}$ ),

$$\hat{\nu}_s = \frac{\sigma_{su}}{E_s \varepsilon_{s,u}},$$

$\eta$  – уровень приращения напряжений,

$$\eta = \frac{\sigma_s - \sigma_{s,el}}{\sigma_{s,u} - \sigma_{s,el}}, \quad (4.30)$$

$\omega$  – коэффициент, характеризующий кривизну диаграммы,

$$\omega = \frac{(I - \hat{\nu}_s)^2 (\eta_{0,2} - I) + (\eta_{0,2} - \hat{\nu}_s)}{\eta_{0,2} (\eta_{0,2} - I) (I - \hat{\nu}_s)^2}, \quad (4.31)$$

$\eta_{0,2}$  – уровень напряжений при  $\sigma_s = \sigma_{0,2}$  ( $\sigma_{0,2} = R_s$  – в расчетах по первой группе предельных состояний,  $\sigma_{0,2} = R_{s,ser}$  – в расчетах по второй группе предельных состояний);

$$\eta_{0,2} = \frac{\sigma_{0,2} - \sigma_{s,el}}{\sigma_{s,u} - \sigma_{s,el}}; \nu_{0,2} = \frac{\sigma_{0,2}}{\sigma_{0,2} - 0,002 E_s}, \quad (4.32)$$

$\nu_{0,2}$  – коэффициент изменения секущего модуля при  $\sigma_s = \sigma_{0,2}$ .

Представленную выше диаграмму деформирования арматуры для горячекатаной арматуры (табл. 4.15) разрешается использовать до нарушения условия:

$$\varepsilon_s \leq 0,025. \quad (4.33)$$

Для остальной арматуры, представленной в табл. 4.15, диаграмму деформирования арматуры разрешается использовать до нарушения условия

$$\varepsilon_s \leq 0,015. \quad (4.34)$$

При нарушении условий (4.33), (4.34) стержень выключается из работы.

Для арматуры с физическим пределом текучести (табл. 4.16) принимается:  $\sigma_{s,u} = \sigma_{s(r)}; \varepsilon_{s,u} = \varepsilon_{s(r)}$ , где  $\sigma_{s(r)}, \varepsilon_{s(r)}$  – напряжение и деформация, соответствующие концу первого нелинейного участка диаграммы до начала самоупрочнения, при этом

$$\hat{\nu}_s = \frac{\sigma_{s(r)}}{E_s \varepsilon_{s(r)}}; \eta = \frac{\sigma_s - \sigma_{s,el}}{\sigma_{s(r)} - \sigma_{s,el}}, \eta_{0,2} = \frac{\sigma_{0,2} - \sigma_{s,el}}{\sigma_{s(r)} - \sigma_{s,el}}, \quad (4.35)$$

где  $\sigma_{s(r)} = R_s \gamma_{s(r)}$  – напряжение в арматуре в начале участка самоупрочнения, соответствующие относительным деформациям  $\varepsilon_{s(r)}$ . Коэффициент  $\gamma_{s(r)}$ , а также деформация  $\varepsilon_{s(r)}$  приведены в табл. 4.16.

Таблица 4.16

Класс арматуры с физическим пределом текучести	$\eta_{s,el}$	$\gamma_{s(r)}$	$\varepsilon_{s(r)}$	$\gamma_{s,u}$	$\varepsilon_{s,u}$
A240	0,97	1,01	0,0162	1,015	0,025
A400	0,90	1,05	0,010	1,1	0,025

Допускается для арматуры с площадкой текучести использовать диаграмму до деформаций  $\varepsilon_{s,u}$ , заменяя  $\varepsilon_{s(r)}$ ,  $\gamma_{s(r)}$  на условные величины  $\varepsilon_{s,u}$ ,  $\gamma_{s,u}$ , представленные в табл. 4.16.

Если  $\varepsilon_s > 0,025$ , стрежень выключается из работы.

Для второй группы предельных состояний  $\sigma_{s,ser} = R_{s,ser} \gamma_{s(r)}$ .

**4.9.2.** Коэффициент изменения секущего модуля также может определяться через уровень деформаций  $\eta_d = \varepsilon_s / \varepsilon_{s,u}$  из решения квадратного уравнения

$$A v_s^2 + B v_s + C = 0, \quad (4.36)$$

$$A = 1 + \frac{(1 - \omega)(1 - v_s)^2 \eta_d^2 \sigma_{s,u}^2}{v_s^2 (\sigma_{s,u} - \sigma_{s,el})^2};$$

$$B = \left[ 2v_s - \frac{\eta_d (1 - v_s)^2 \sigma_{s,u}}{v_s (\sigma_{s,u} - \sigma_{s,el})} \left( \omega - \frac{2(1 - \omega) \sigma_{s,el}}{\sigma_{s,u} - \sigma_{s,el}} \right) \right];$$

$$C = v_s^2 - (1 - v_s)^2 \left[ 1 + \frac{\omega \sigma_{s,el}}{\sigma_{s,u} - \sigma_{s,el}} - \frac{(1 - \omega) \sigma_{s,el}^2}{(\sigma_{s,u} - \sigma_{s,el})^2} \right];$$

(при решении уравнения (4.34) перед квадратным корнем принимается знак плюс).

## 5. Особенности расчет железобетонных конструкций из высокопрочных бетонов по двум группам предельных состояний

### 5.1. Общие положения

**5.1.1.** В соответствии с требованием по обеспечению надежности, долговечности и эксплуатационной пригодности проектируемые железобетонные конструкции из высокопрочных модифицированных бетонов должны

рассчитываться по прочности, образованию и раскрытию трещин и деформациям в соответствии с требованиями СП.63.13330.2012 с указанными ниже дополнениями. При определении прочности в формуле (8.1) для тяжелых и мелкозернистых бетонов классов В70-В90 вместо коэффициента 0,8 следует принимать 0,75 (вместо рекомендуемых 0,7 по СП.63.13330.2012). В СП.63.13330.2012 включена нелинейная диаграммная модель расчета нормальных сечений железобетонных конструкций по прочности с использованием условных линейчатых диаграмм деформирования бетона и арматуры (двух линейной и трех линейной). В данном разделе рекомендуется использовать более точную нелинейную диаграммную модель расчета нормальных сечений железобетонных конструкций как по прочности (по первой группе предельных состояний), так и деформативности (по второй группе предельных состояний) с использованием нормируемых криволинейных диаграмм деформирования арматуры и бетона, представленных в разделе 4.

## **5.2. Общие условия нелинейной диаграммной модели**

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

- распределение относительных деформаций бетона и арматуры по высоте сечения элемента принимают по линейному закону (гипотезе плоских сечений);
- связь между осевыми напряжениями и относительными деформациями бетона и арматуры принимают в виде диаграмм состояния (деформирования) бетона и арматуры (п.п. 4.1 – 4.6);
- сопротивление бетона растянутой зоны допускается не учитывать, принимая напряжения  $\sigma_{br} = 0$ . В отдельных случаях (например, изгибаемые и внецентренно сжатые бетонные конструкции, в которых не допускают трещины) расчет по прочности производят с учетом работы растянутого бетона.

**5.2.2.** Переход от эпюры напряжений в бетоне к обобщенным внутренним усилиям определяют с помощью процедуры численного интегрирования напряжений по нормальному сечению. Для этого нормальное сечение условно разделяют на малые участки  $i$  ( $i = 1, 2, \dots$ ): при косом внецентренном сжатии (растяжении) и косом изгибе – по высоте и ширине сечения; при внецентренном сжатии (растяжении) и изгибе в плоскости оси симметрии поперечного сечения элемента – только по высоте сечения. Напряжения в пределах малых участков  $i$  принимают равномерно распределенными (усредненными).

**5.2.3.** Каждый арматурный стержень выделяется индексом  $j$  ( $j = 1, 2, \dots$ ).

**5.2.4.** При расчете элементов с использованием деформационной модели принимают:

- значения сжимающей продольной силы, а также сжимающих напряжений и деформаций укорочения бетона и арматуры со знаком «минус»;
- значения растягивающей продольной силы, а также растягивающих напряжений и деформаций удлинения бетона и арматуры со знаком «плюс».

Знаки координат центров тяжести арматурных стержней и выделенных участков бетона, а также точки приложения продольной силы принимают в соответствии с назначенной системой координат  $XOY$  (для примера на рис. 5.1 приведены положительные значения координат  $i$ -го участка бетона:  $Z_{bx_i}$ ,  $Z_{by_i}$  и  $j$ -го арматурного стержня:  $Z_{sx_j}$ ,  $Z_{sy_j}$ ). В общем случае начало координат этой системы (точка 0 на рис. 5.1) может располагаться в произвольном месте в пределах поперечного сечения элемента, хотя для унификации расчета в линейной и нелинейной стадии деформирования элемента начало координат назначают в центре тяжести сечения при упругой стадии деформирования элемента.

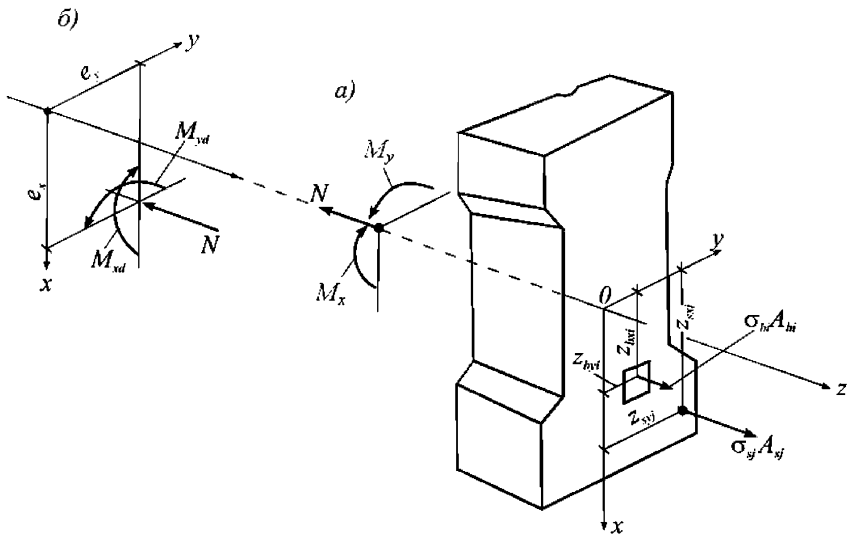


Рис. 5.1. Расчетная схема нормального сечения железобетонного элемента

### 5.3. Основные уравнения деформационной диаграммной модели

5.3.1. При расчете нормальных сечений по прочности и деформативности в общем случае (рис. 5.1) используют:

- уравнения равновесия внешних сил и внутренних усилий в нормальном сечении элемента

$$\begin{aligned}
 M_x &= \sum_i \sigma_{bi} \cdot A_{bi} \cdot Z_{bxi} + \sum_j \sigma_{sj} \cdot A_{sj} \cdot Z_{sxj}; \\
 M_y &= \sum_i \sigma_{bi} \cdot A_{bi} \cdot Z_{byi} + \sum_j \sigma_{sj} \cdot A_{sj} \cdot Z_{syj}; \\
 N &= \sum_i \sigma_{bi} \cdot A_{bi} + \sum_j \sigma_{sj} \cdot A_{sj};
 \end{aligned} \tag{5.1}$$

- уравнения, определяющие распределение деформаций по сечению элемента

$$\varepsilon_{bi} = \varepsilon_o + \frac{1}{r_x} \cdot Z_{bxi} + \frac{1}{r_y} \cdot Z_{byi}; \tag{5.2}$$

$$\varepsilon_{sj} = \varepsilon_o + \frac{1}{r_x} \cdot Z_{sxj} + \frac{1}{r_y} \cdot Z_{syj}; \tag{5.3}$$

- зависимости, связывающие напряжения и относительные деформации бетона и арматуры

$$\sigma_{bi} = E_b \cdot v_{bi}^c \cdot \varepsilon_{bi}; \quad (5.4)$$

$$\sigma_{sj} = E_{sj} \cdot v_{sj}^c \cdot \varepsilon_{sj}, \quad (5.5)$$

где  $v_{bi}^c$  – коэффициент секущего модуля деформации бетона для  $i$ -го участка, зависящий от вида расчетов (по прочности, по деформациям на кратковременное или длительное действие нагрузки, (п.5.4 – 5.6);

$v_{sj}^c$  – коэффициент секущего модуля деформации арматуры для  $j$ -го стержня, зависящий от вида расчетов (по прочности, по деформациям, для элементов без трещин, для элементов с трещинами; (п.5.4 – 5.6);

В уравнениях (5.1):

$N$  – продольная сила от внешней нагрузки;

$M_x, M_y$  – изгибающие моменты от внешней нагрузки относительно выбранных и располагаемых в пределах поперечного сечения элемента координатных осей (соответственно действующих в плоскостях XOZ и YOZ или параллельно им); если внешняя нагрузка в виде моментов  $M_{xd}, M_{yd}$  и нормальной силы  $N$  приложена с эксцентриситетами  $e_x, e_y$  относительно выбранных осей, то ее действие приводится к моментам  $M_x$  и  $M_y$  и нормальной силы относительно выбранной системы координат (рис. 5.1) по формулам

$$M_x = M_{xd} + N \cdot e_x; \quad (5.6)$$

$$M_y = M_{yd} + N \cdot e_y; \quad (5.7)$$

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

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

$\varepsilon_o$  – относительная деформация волокна, расположенного на пересечении выбранных осей (в точке 0);

$\frac{1}{r_x}, \frac{1}{r_y}$  – кривизна продольной оси в рассматриваемом поперечном сечении элемента

в плоскостях действия изгибающих моментов  $M_x$  и  $M_y$ ;

$E_b$  – начальный модуль упругости бетона;

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

$$\frac{1}{r_x} = \frac{d^2 f_x}{dz^2}, \quad \frac{1}{r_y} = \frac{d^2 f_y}{dz^2}, \quad \varepsilon_o = \frac{du}{dz}$$

где  $f_x$  – прогибы стержня по направлению оси  $x$ ,

$f_y$  – прогибы стержня по направлению оси  $y$ ,

$u$  – горизонтальные перемещения стержня вдоль оси  $z$ .

**5.3.2.** Для железобетонных элементов, на которые действуют изгибающие моменты двух направлений и продольная сила (рис. 5.1), связь их с кривизнами и относительным удлинением на уровне оси  $Z$  представляется физическими соотношениями вида:

$$\begin{aligned} M_x &= D_{11} \cdot \frac{1}{r_x} + D_{12} \cdot \frac{1}{r_y} + D_{13} \cdot \varepsilon_o; \\ M_y &= D_{12} \cdot \frac{1}{r_x} + D_{22} \cdot \frac{1}{r_y} + D_{23} \cdot \varepsilon_o; \\ N &= D_{13} \cdot \frac{1}{r_x} + D_{23} \cdot \frac{1}{r_y} + D_{33} \cdot \varepsilon_o, \end{aligned} \quad (5.8)$$

где жесткостные характеристики  $D_{ij}$  ( $i, j = 1, 2, 3$ ) определяют по формулам:

$$\begin{aligned} D_{11} &= \sum_i A_{bi} \cdot Z_{bxi}^2 \cdot E_b \cdot \nu_{bi}^s + \sum_j A_{sj} \cdot Z_{sxj}^2 \cdot E_{sj} \cdot \nu_{sj}^c; \\ D_{22} &= \sum_i A_{bi} \cdot Z_{byi}^2 \cdot E_b \cdot \nu_{bi}^c + \sum_j A_{sj} \cdot Z_{syj}^2 \cdot E_{sj} \cdot \nu_{sj}^c; \\ D_{12} &= \sum_i A_{bi} \cdot Z_{bxi} \cdot Z_{byi} \cdot E_b \cdot \nu_{bi}^c + \sum_j A_{sj} \cdot Z_{sxj} \cdot Z_{syj} \cdot E_{sj} \cdot \nu_{sj}^c; \\ D_{13} &= \sum_i A_{bi} \cdot Z_{bxi} \cdot Z_{bxi} \cdot E_b \cdot \nu_{bi}^c + \sum_j A_{sj} \cdot Z_{sxj} \cdot E_{sj} \cdot \nu_{sj}^c; \\ D_{23} &= \sum_i A_{bi} \cdot Z_{byi} \cdot E_b \cdot \nu_{bi}^c + \sum_j A_{sj} \cdot Z_{syj} \cdot E_{sj} \cdot \nu_{sj}^c; \end{aligned} \quad (5.9)$$



$$D_{33} = \sum_i A_{bi} \cdot E_b \cdot v_{bi}^c + \sum_j A_{sj} \cdot E_{sj} \cdot v_{sj}^c .$$

Координаты центра тяжести в осях  $x, y, z$  определяются по формулам

$$z_{cx} = \frac{D_{13}}{D_{33}}; z_{cy} = \frac{D_{23}}{D_{33}}, \quad (5.10)$$

где величины  $z_{cx}, z_{cy}$  могут быть как положительными, так и отрицательными.

Поместив начало координат  $x, y, z$  в точку центра тяжести путем параллельного переноса (эти центральные оси обозначим  $x^*, y^*, z^*$ ), получаем запись системы в центральных осях:

$$\left. \begin{aligned} M_x^* &= D_{11}^* \frac{1}{\rho_x} + D_{12}^* \frac{1}{\rho_y}; \\ M_y^* &= D_{12}^* \frac{1}{\rho_x} + D_{22}^* \frac{1}{\rho_y}; \\ N &= D_{33}^* \varepsilon_0^* \end{aligned} \right\} \quad (5.11)$$

где соблюдаются условия:

$$D_{13}^* = 0, D_{23}^* = 0, \quad (5.12)$$

$$\varepsilon_0^* = \varepsilon_0 + z_{cx} \frac{1}{\rho_x} + z_{cy} \frac{1}{\rho_y}, \quad (5.13)$$

$$\begin{aligned} M_x^* &= M_x - Nz_{cx}, \\ M_y^* &= M_y - Nz_{cy}. \end{aligned} \quad (5.14)$$

Жесткости  $D_{ij}^*$  определяются по формулам (5.9), где величины  $Z_{bxi}, Z_{bxi}, Z_{sxi}, Z_{syj}$  определяются относительно центральных осей.

Для железобетонных элементов, на которые действуют только изгибающие моменты двух направлений  $M_x$  и  $M_y$  (косой изгиб), в уравнении (5.8) принимают  $N=0$ .

**5.3.3.** Для внецентренно сжатых в плоскости симметрии поперечного сечения железобетонных элементов и расположении оси  $X$  в этой плоскости принимают  $M_y=0$  и  $D_{12}=D_{23}=0$ . В этом случае физические уравнения имеют вид:

$$M_x = D_{11} \cdot \frac{1}{r_x} + D_{13} \cdot \varepsilon_o; \quad N = D_{13} \cdot \frac{1}{r_x} + D_{33} \cdot \varepsilon_o. \quad (5.15)$$

При этом сечение разделяется на слои, нормальные к оси симметрии  $x$ .

В осях симметрии  $x^*oz^*$ ,  $D_{13} = 0$  и система (5.15) упрощается

$$M_x^* = D_{11}^* \cdot \frac{1}{r_x}; \quad N = D_{33}^* \cdot \varepsilon_o. \quad (5.16)$$

При равенстве нулю нормальной силы.

$$M_x^* = D_{11}^* \cdot \frac{1}{r_x}; \quad \varepsilon_o = 0 \quad (5.17)$$

Напряжения в любом бетонном слое и арматурном стержне определяются по формулам

$$\sigma_{bi} = \frac{M_x Z_{bi} E_{bi} v_{bi}^c}{D_{11}^*}; \quad \sigma_{bj} = \frac{M_x Z_{yj} E_{bj} v_{yj}^c}{D_{11}^*}, \quad (5.18)$$

где для нижнего или верхнего наиболее растянутого слоя

$$D_{11}^* / Z_{bi} E_{bi} v_{bi}^c = W_{pl}, \quad (5.19)$$

где  $W_{pl}$  – упруго-пластический момент сопротивления сечения растяжению.

Полагая в (5.19)  $v_{bi} = 1$ ;  $v_{yj} = 1$ , получают приведенный упругий момент сопротивления сечения  $W_{nd}$ .

## 5.4. Расчет конструкций по прочности (по первой группе предельных состояний)

**5.4.1.** Расчет выполняется на расчетную нагрузку. Используются, в зависимости от вида расчетной нагрузки, представленные в п.п. 5.1 – 5.3 уравнения равновесия (5.1), а также физические соотношения (5.8), (5.11), (5.15).

**5.4.2.** При расчете конструкций по первой группе предельных состояний для сечений, в которых допускаются трещины, значения коэффициентов  $v_{bi}^c$  определяются только сжатых малых элементов как  $v_{bi}$  ( $v_b$  для участка  $i$ ) по расчетной диаграмме п.п. 4.5.1 – 4.5.3; значения  $v_{bi} = 0$ .

Значения коэффициентов  $v_{sj}^c$  для элементов без трещин определяются как  $v_{sj}$  ( $v_{sj}$  для арматурного стержня  $j$ ) по расчетной диаграмме п.п. 4.9.1 – 4.9.2.

**5.4.3.** Для участков элемента с трещинами вводится диаграмма деформирования арматуры в виде: напряжения в арматуре в трещинах ( $\sigma_{sj}$ ) – средние деформации  $\varepsilon_{sj}$  на участках между трещинами,

$$\varepsilon_{sj} = \frac{\sigma_{sj} \Psi_{sj}}{E_{sj} v_{sj}^c} = \frac{\sigma_{sj}}{E_{sj} v_{sj}^c}, \quad (5.20)$$

где

$$v_{sj}^c = \frac{v_{sj}}{\Psi_{sj}}, \quad (5.21)$$

$\Psi_{sj}$  – коэффициент, учитывающий влияние растянутого бетона на участках с трещинами на средние деформации арматуры  $\varepsilon_{sj}$ , который определяется по формуле

$$\Psi_{sj} = \frac{1 - e \varphi_{sj}}{1 - e \varphi_{sj} (1 - \varphi_{dj})}, \quad (5.22)$$

$e, \varphi_{sj}$  – коэффициенты:  $e = 0.75$ ;  $\varphi_{sj} = 0.8$ ,  $\varphi_{dj}$  – уровень обратный уровню

деформаций  $\varphi_{dj} = \frac{\varepsilon_{crj}^*}{\varepsilon_{sj}^*}$ ,  $\varepsilon_{crj}^*$  – деформация стержня арматуры в трещине в момент

трещинообразования при напряжениях арматуре  $\sigma_{sj} = \sigma_{crj} \left( \varepsilon_{crj}^* = \frac{\sigma_{crj}}{E_{sj} v_{sj}^c} \right)$ ,

$\varepsilon_{sj}^*$  – текущая деформация арматуры в трещине при напряжениях  $\sigma_{sj} \left( \varepsilon_{sj}^* = \frac{\sigma_{sj}}{E_{sj} v_{sj}^c} \right)$ .

Прочность сечения элемента считается исчерпанным, если нарушается хотя бы одно из условий равновесия (5.1), т.е. если хотя бы одна из величин  $M_x, M_y, N$  становится больше величины, указанной в правой части уравнений (5.1).

Для изгибаемых и внецентренно сжатых бетонных элементов, в которых не допускаются трещины, расчет производят с учетом работы растянутого бетона в поперечном сечении элемента до выключения из работы хотя бы одного из растянутых бетонных элементов согласно условиям диаграммы п. 4.5.3.

## **5.5. Расчет деформаций, перемещений и напряжений конструкций на длительное действие нагрузки (по второй группе предельных состояний)**

**5.5.1.** Расчет выполняется на длительно действующую нормативную нагрузку на время  $t$  функционирования сооружения в сут. Используются, в зависимости от вида нормативной длительной нагрузки, представленные в п.п. 5.1 – 5.3 уравнения равновесия (5.1), а также физические соотношения (5.8), (5.11), (5.15).

**5.5.2.** При расчете деформаций конструкций по второй группе предельных состояний для сечений без трещин, значения коэффициентов  $v_{bi}^c, v_{ba}^c$  определяются по нормативной диаграмме п.п. 4.5.1 – 4.5.3 с учетом корректировки по формуле (4.24) при  $t_0 < 28$  сут. и формуле (4.25) при  $t_0 \geq 28$  сут., включающих замену  $v_{bi}^c, v_{ba}^c$  на соответственно величины  $\tilde{v}_{bi}(t_0), \tilde{v}_{ba}(t_0)$ .

Допускается при расчете на длительное действие нагрузки использовать вместо параметров  $\tilde{v}_{bi}(t_0), \tilde{v}_{ba}(t_0)$  значение  $v_{bi}, v_{ba}$ , вычисленные по формулам п.п. 4.5.1 – 4.5.3 при замене в них модуля  $E_b$  на  $E_{b,t}$ , который определяется по формуле 6.3 СП 63.13330.2012.

Значения коэффициентов  $v_{sj}^c$  для элементов без трещин определяются как  $v_{sj}$  ( $v_s$  для арматурного стержня  $j$ ) по нормативной диаграмме п.п. 4.9.1 – 4.9.2.

Для участков элемента с трещинами вводится нормативная диаграмма деформирования арматуры в виде зависимости (5.20) – напряжения в арматуре в трещинах ( $\sigma_{sj}$ ) – средние деформации  $\varepsilon_{sj}$  на участках между трещинами с определением  $v_{sj}^c$  по формулам (5.20) – (5.23). Значения величин  $v_{sj}, \varepsilon_{sj}, \varepsilon_{sj}^*, \varepsilon_{sj}^{**}$ , входящих в эти формулы, определяются с использованием нормативных диаграмм деформирования арматуры.

## **5.6. Расчет приращений деформаций, перемещений и напряжений конструкций на действие кратковременной нагрузки (по второй группе предельных состояний)**

**5.6.1.** Приращения деформаций конструкций от действия кратковременной нагрузки определяется в три этапа/

Этап 1. Определяются кратковременные деформации (перемещения) и напряжения от действия на конструкцию полной нормативной нагрузки по указаниям п.п. 5.4.1 – 5.4.3, где только расчетные диаграммы заменяются на нормативные и в формуле (5.22) коэффициент  $\varphi_{sj} = 1$ .

Этап 2. Определяются кратковременные деформации (перемещения) от действия на конструкцию кратковременно предложенной длительной нагрузки по указаниям п.п. 5.4.1 – 5.4.3, где только расчетные диаграммы заменяются на нормативные и в формуле (5.22) коэффициент  $\varphi_{sj} = 1$ .

Этап 3. Определяется разница деформаций (перемещения) и напряжений от расчетов на полную кратковременную нагрузку и кратковременно предложенную длительную нагрузку.

### **5.7. Определение полных деформаций, перемещений и напряжений от действия кратковременной и длительной нагрузки**

К деформациям (перемещениям) и напряжениям длительно действующей нагрузки определяемым по указаниям п.п. 5.5.1 – 5.5.2 прибавляются приращения деформаций (перемещений) и напряжений, вычисленные по этапу 3 п.5.6.1.

### **5.8. Учет деформаций усадки**

Используются зависимости п.п. 4.7.1; обозначим  $\varepsilon_{bi}(t, t_w)$  как  $\varepsilon_{bz}$ . При этом зависимости (5.8) будут иметь вид

$$\begin{aligned}
 M_x &= D_{11} \cdot \frac{I}{r_x} + D_{12} \cdot \frac{I}{r_y} + D_{13} \cdot \varepsilon_o - m_x; & \ddot{\varepsilon} \\
 M_y &= D_{12} \cdot \frac{I}{r_x} + D_{22} \cdot \frac{I}{r_y} + D_{23} \cdot \varepsilon_o - m_y; & (5.23) \\
 N &= D_{13} \cdot \frac{I}{r_x} + D_{23} \cdot \frac{I}{r_y} + D_{33} \cdot \varepsilon_o - n
 \end{aligned}$$

где

$$m_x = \sum_i \varepsilon_{bz} A_{bi} \cdot Z_{bxi} \cdot E_b \cdot v_{bi}^s$$

$$m_y = \sum_i \varepsilon_{bi} A_{bi} \cdot Z_{bvi} \cdot E_b \cdot v_{bi}^c$$

$$n = \varepsilon_{bs} \sum_i A_{bi} \cdot E_b \cdot v_{bi}^c$$

Жесткости, входящие в формулу (5.23) определяются по формулам (5.9) с учетом особенностей указанных в п.п. 5.4 – 5.7, кроме этого вместо диаграммы бетона  $\sigma_{bi} = E_b \cdot v_{bi}^c \cdot \varepsilon_{bi}$  используется диаграмма в виде  $\sigma_{bi} = E_b \cdot v_{bi}^c (\varepsilon_{bi} - \varepsilon_{bs})$ .

## **6. Общие критерии прочности железобетонных плоских и оболочечных элементов при совместном действии изгибающих и крутящих моментов, нормальных и касательных сил**

### **6.1. Общие положения**

**6.1.1.** Указания данного раздела распространяются на расчет прочности элементов различных изгибаемых в двух направлениях плит (плит перекрытий, фундаментных плит, монолитных перекрытий сложной конфигурации), также несущих стен, стен ядер жесткости, пологих оболочек и других элементов подвергнутых совместному действию изгибающих и крутящих моментов ( $M_x$ ,  $M_y$ ,  $M_{xy}$ ), нормальных и касательных сил ( $N_x$ ,  $N_y$ ,  $N_{xy}$ ), приложенных на уровне срединной поверхности элементов.

**6.1.2.** Необходимость в таком дополнении связана с тем, что методы определения прочности указанных элементов (в программах расчета они именуются оболочечными элементами) еще пока не рассматриваются в существующих нормативных документах, хотя они начинают выступать в качестве основных элементов конструкций современных зданий из монолитного железобетона.

**6.1.3.** Принято, что  $X$ ,  $Y$  – общие для всей плиты (глобальные) ортогональные координатные оси, расположенные на ее срединной поверхности, ось  $Z$  нормальна к срединной поверхности плиты;  $x, y, z$  – аналогичные локальные (в пределах малых элементов  $\Delta$ , рис. 6.1. а,б) координатные оси, параллельные одноименным глобальным осям. Рассматриваются плиты, армированные прямоугольными арматурными сетками, расположенными параллельно срединной поверхности плиты у нижней или верхней ее поверхностей или одновременно у обеих поверхностей (в

зависимости от характера напряженного состояния), где  $A_x, A_y$  – площади арматурных стержней нижней сетки, соответственно параллельных осям  $x, y$ ;  $S_x, S_y$  – соответствующие расстояния между стержнями в сетке (шаги стержней).

$$f_{sx} = A_x / S_x; f_{sy} = A_y / S_y \quad (6.1)$$

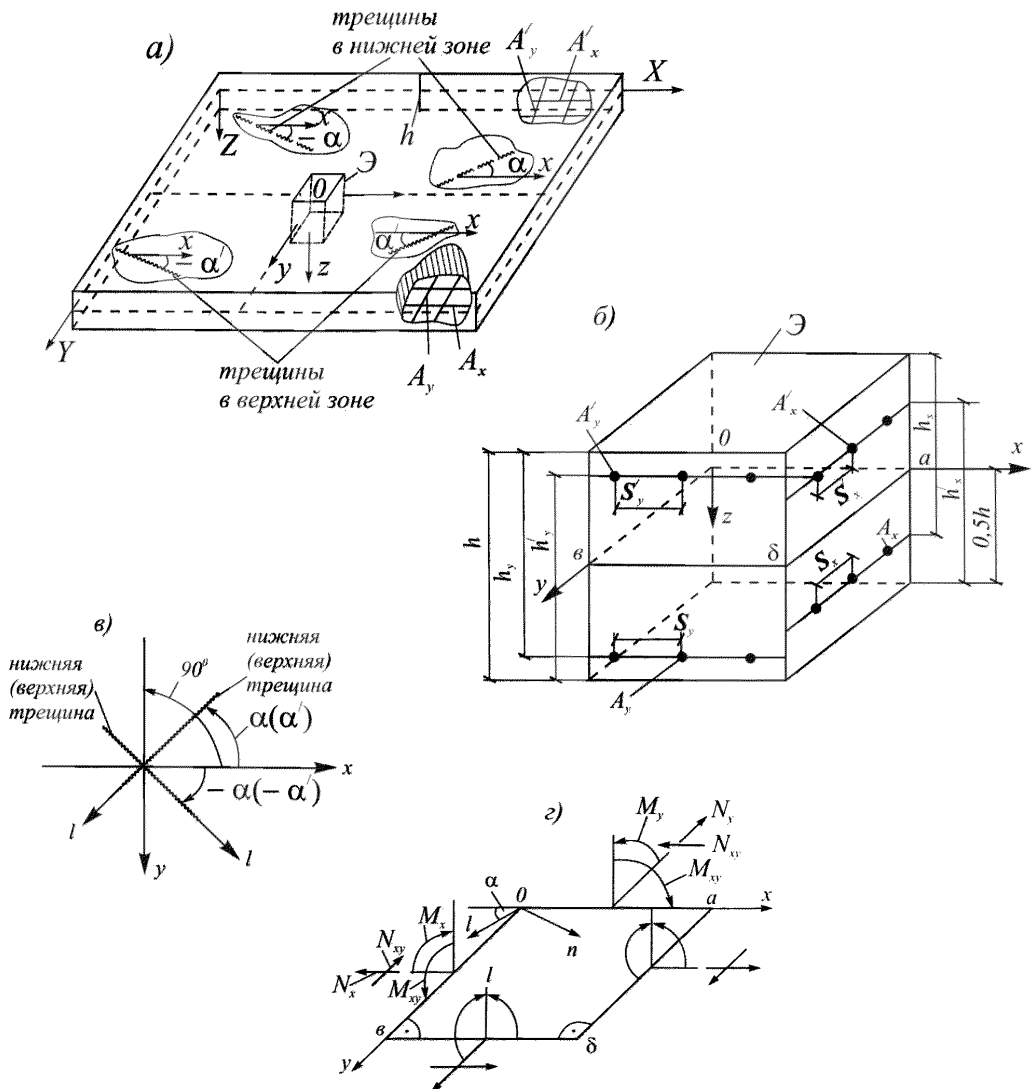
- коэффициенты нижней растянутой арматуры, отнесенные к единице длины  $S_i (i = x, y)$ . Если нижняя арматура является сжатой, то коэффициенты армирования обозначаются  $f_{sx}^c, f_{sy}^c$  (добавляется верхний индекс «с»).

Характеристикам верхнего армирования присваиваются верхние штрихи. Так коэффициенты армирования верхней растянутой сетки обозначаются

$$f'_{sx} = A'_x / S'_x; f'_{sy} = A'_y / S'_y \quad (6.2)$$

где  $A'_x, A'_y$  – площади арматурных стержней верхней стенки.

Если верхняя арматура является сжатой, то коэффициенты армирования (6.2) обозначаются  $f'^c_{sx}, f'^c_{sy}$ .



**Рис. 6.1.** Характеристики фрагмента плиты:

а) фрагмент плиты с показом верхнего и нижнего армирования и положительных и отрицательных углов наклона трещин; б) характеристики армирования элемента (Э) фрагмента плиты; в) схема отсчета положительных и отрицательных углов наклона площадок (трещин) разрушения; г) принятые положительные направления моментов и нормальных сил, приложенных на уровне срединной поверхности плиты (принято классическое, а не тензорное, обозначение моментов).

Другие характеристики плиты (рис.6.1.б):  $h$  – толщина плиты;  $h_x$  ( $h'_x$ ),  $h_y$  ( $h'_y$ ) – расстояния от центров тяжести стержней нижней (верхней) сетки до верхней



(нижней) поверхности плиты (полезные высоты):  $a_{sx} (a'_{sx})$ ,  $a_{sy} (a'_{sy})$  – расстояния от указанных центров тяжести стержней нижней (верхней) сеток до ближайшей поверхности плиты:

$$\begin{aligned} a_{sx} = h - h_x; a_{sy} = h - h_y; a'_{sx} = h - h'_x; \\ a'_{sy} = h - h'_y, \end{aligned} \quad (6.3)$$

Здесь и ниже  $x$  и  $y$  в индексах указывают на направления арматурных стержней в сетках. Средние полезные высоты составляют

$$h_0 = (h_x + h_y) / 2; h'_0 = (h'_x + h'_y) / 2 \quad (6.4)$$

Если у нижней и верхней поверхностей плиты устанавливается по несколько сеток, то коэффициенты  $f_{sx}$  и  $f_{sy}$  ( $f'_{sx}$ ,  $f'_{sy}$ ) или  $f^c_{sx}$ ,  $f^c_{sy}$ , ( $f'^c_{sx}$ ,  $f'^c_{sy}$ ) представляют сумму аналогичных коэффициентов всех сеток, а значения  $h_x, h_y (h'_x, h'_y)$  – расстояния от соответствующих поверхностей до центров тяжести сумм соответствующих одноименных коэффициентов  $f_{sx}, f_{sy}$ ,  $f'_{sx}, f'_{sy}$  или  $f^c_{sx}, f^c_{sy}$ ,  $f'^c_{sx}, f'^c_{sy}$ . Указанные правила для растянутых сеток действуют, пока толщины пакетов растянутых сеток не превышают соответственно  $0,3h_0$  и  $0,3h'_0$ . Коэффициенты армирования сеток, выходящие за границы  $0,3h_0$ ,  $0,3h'_0$  учитываются в пакетах с коэффициентом 0,8 до величины пакета  $0,45h_0$  и  $0,45h'_0$ .

**6.1.4.** Положительные направления моментов ( $M_x, M_y, M_{xy}$ ) и сил ( $N_x, N_y, N_{xy}$ ) показаны на рис. 6.1г. Моменты и силы являются погонными (вычисляются на вертикальных гранях элементов шириной  $b = 1$ ).

Рассматриваются два вида критериев прочности.

Критерии первого вида оценивают разрушение элементов вследствие развития значительных пластических деформаций в арматуре, являясь критериями пластического разрушения по арматуре.

Критерии второго вида оценивают разрушение элемента по бетону до наступления текучести в арматуре. Критерий, характеризующие такое разрушение, относятся к критериям прочности по сжатому бетону.

**6.1.5.** На первом этапе выполняются некоторые предварительные вычисления.

В первую очередь вычисляются ядровые моменты:

- относительно поверхности верхних ядровых точек,

$$\begin{aligned} M_{\text{я}x} &= M_x + N_x r'_{\text{я}}; \quad M_{\text{я}y} = M_y + N_y r'_{\text{я}}; \\ M_{\text{я},xy} &= M_{xy} + N_{xy} r'_{\text{я}}, \end{aligned} \quad (6.5)$$

- относительно нижней поверхности ядровых точек,

$$\begin{aligned} M'_{\text{я}x} &= -M_x + N_x r'_{\text{я}}; \quad M'_{\text{я}y} = -M_y + N_y r'_{\text{я}}; \\ M'_{\text{я},xy} &= -M_{xy} + N_{xy} r'_{\text{я}}, \end{aligned} \quad (6.6)$$

где  $r_{\text{я}} = r'_{\text{я}} = h / 6$  – расстояние от срединной поверхности до нижней и верхней ядровых поверхностей.

После этого определяются главные ядровые моменты:

- относительно верхней ядровой поверхности,

$$M_{\text{я}x \frac{\text{макс}}{\text{мин}}} = \frac{M_{\text{я}x} + M_{\text{я}y}}{2} \pm \sqrt{\frac{(M_{\text{я}x} - M_{\text{я}y})^2}{4} + M_{\text{я}xy}^2}, \quad (6.7)$$

- относительно нижней ядровой поверхности,

$$M'_{\text{я}x \frac{\text{макс}}{\text{мин}}} = \frac{M'_{\text{я}x} + M'_{\text{я}y}}{2} \pm \sqrt{\frac{(M'_{\text{я}x} - M'_{\text{я}y})^2}{4} + (M'_{\text{я}xy})^2}. \quad (6.8)$$

Определяются углы наклона площадок приложения главных ядровых моментов  $\alpha (\alpha')$ . Здесь и ниже в скобках указаны углы наклона главных площадок приложения максимальных моментов со штрихами.

Угол наклона вертикальной площадки, на которой приложен момент  $M_{\text{я макс}} (M'_{\text{я макс}})$  к оси  $x$ , обозначается  $\alpha (\alpha')$ . Если ввести на уровне срединной поверхности ортогональные оси  $n$  и  $l (n'$  и  $l')$ , направив ось  $n (n')$  по нормали к площадке  $M_{\text{я макс}} (M'_{\text{я макс}})$ , а ось  $l (l')$  – вдоль этой площадки (или по нормали к площадке  $M_{\text{я макс}} (M'_{\text{я мин}})$ ), то  $\alpha (\alpha')$  – это угол между осью  $x$  и осью  $l (l')$ . Схема отсчета положительных и отрицательных значений углов показана на рис. 6.1 а, в, причем

$$\left. \begin{aligned} \operatorname{ctg} \alpha &= \frac{M_{я \max} - M_{яx}}{M_{яxy}}; \\ \operatorname{tg} \alpha &= \frac{M_{я \max} - M_{яy}}{M_{яxy}}. \end{aligned} \right\} \quad (6.9)$$

аналогично

$$\left. \begin{aligned} \operatorname{ctg} \alpha' &= \frac{M'_{я \max} - M'_{яx}}{M'_{яxy}}; \\ \operatorname{tg} \alpha' &= \frac{M'_{я \max} - M'_{яy}}{M'_{яxy}}. \end{aligned} \right\} \quad (6.10)$$

В дальнейших вычислениях на абсолютные значения углов  $\alpha, \alpha'$  накладываются дополнительные ограничения вида:

$$15^\circ \leq |\alpha| \leq 75^\circ; 15^\circ \leq |\alpha'| \leq 75^\circ. \quad (6.11)$$

Углы  $\alpha, \alpha'$ , вычисленные по формулам (6.9) – (6.11), принимаются ниже за углы наклона трещин (площадок) разрушения.

Представленные критерии прочности и формулы по подбору арматуры зависят от схем образования трещин разрушения.

Различают три основных схемы образования трещин разрушения:

- 1) Схема «Н» (трещины разрушения образуются на нижней поверхности элемента);
- 2) Схема «В» (трещины разрушения образуются на верхней поверхности плиты);
- 3) Схема «НВ» (трещины разрушения образуются одновременно на нижней и верхней поверхностях плиты).

Кроме этого, имеется схема «С», когда трещины не образуются, но возможно разрушение элемента от сжатия.

## 6.2. Критерии прочности для схем разрушения «Н»

**6.2.1.** При расчете конструкций по первой группе предельных состояний прочность бетона на растяжение не учитывается. В связи с этим схема «Н» – разрушения по нижним трещинам реализуется, если

$$M_{я макс} \geq 0, M'_{я макс} < 0. \quad (6.12)$$

Характеристики схемы «Н»: трещина разрушения расположена в нижней зоне,  $\alpha$  угол наклона трещин к оси  $x$ ;  $f_{sx}, f_{sy}$  – коэффициенты нижней растянутой арматуры, расположенной соответственно вдоль осей  $x$  и  $y$ ;  $f_{sx}^{rc}, f_{sy}^{rc}$  – соответствующие коэффициенты армирования верхней сжатой арматуры, (расположенной в сжатой зоне элемента);  $R'_{scx}, R'_{scy}$  – расчетные сопротивления ( $R_{sc}$ ) верхней сжатой арматуры соответственно  $x$  и  $y$  направлений;  $R_{sx}, R_{sy}$  – расчетные сопротивления нижней растянутой арматуры;  $x_{tx}, x_{ty}$  – высоты сжатой зоны.

При проверке прочности возможны два случая: случай 1Н и случай 2Н. Эти случаи различаются следующим образом.

Определяются высоты сжатой зоны бетона над нижними трещинами разрушения:

$$\begin{aligned} x_{tx} &= \frac{R_{sx} f_{sx} - N_x - N_{xy} \operatorname{ctg} \alpha - R'_{scx} f_{sx}^{rc}}{R_b}; \\ x_{ty} &= \frac{R_{sy} f_{sy} - N_y - N_{xy} \operatorname{tg} \alpha - R'_{scy} f_{sy}^{rc}}{R_b}, \end{aligned} \quad (6.13)$$

где угол  $\alpha$  определяется в первом приближении по формулам (6.9), (6.11). В окончательной проверке этот угол уточняется по представленной ниже формуле (6.20).

На значения  $x_{tx}, x_{ty}$ , определяемые по формулам (6.13), накладывается ограничение:

$$x_{tx} \geq 2a'_{sx}; \quad x_{ty} \geq 2a'_{sy}. \quad (6.14)$$

Определяются граничные значения высот сжатой зоны

$$x_{Rx} = \xi_R h_x; \quad x_{Ry} = \xi_R h_y, \quad (6.15)$$

где  $\xi_R$  – параметр граничной высоты, определяемый по указаниям п.8.1.6 СП 63.13330.2012.

Проверяется выполнимость условий

$$x_{\text{тх}} \leq \xi_R h_x; \quad x_{\text{ты}} \leq \xi_R h_y. \quad (6.16)$$

Если условия (6.16) выполняются, то реализуется случай 1Н, иначе переходят к рассмотрению случая 2Н.

### 6.2.2. Критерии прочности для случая 1Н

Должны выполняться два вида критериев прочности:

- 1) по растянутой арматуре в нижних трещинах разрушения,
- 2) по бетону сжатой зоны над трещинами.

Критерий прочности по арматуре записывается в виде следующих неравенств:

$$\left. \begin{aligned} & (M_{\text{тх}} - M_x - N_x Z_{\text{бх}})(M_{\text{ты}} - M_y - N_y Z_{\text{бы}}) - \\ & - (M_{\text{ху}} + N_{\text{ху}} Z_{\text{бх}})(M_{\text{ху}} + N_{\text{ху}} Z_{\text{бы}}) \geq 0; \\ & (M_{\text{тх}} - M_x - N_x Z_{\text{бх}}) \geq 0; \\ & (M_{\text{ты}} - M_y - N_y Z_{\text{бы}}) \geq 0, \end{aligned} \right\} \quad (6.17)$$

где

$$\begin{aligned} M_{\text{тх}} &= R_{\text{сх}} f_{\text{сх}} (h_x - 0,5 x_{\text{тх}}) + R_{\text{сх}}^{\cdot} f_{\text{сх}}^{\cdot} (0,5 x_{\text{тх}} - a_{\text{сх}}^{\cdot}), \\ M_{\text{ты}} &= R_{\text{сy}} f_{\text{сy}} (h_y - 0,5 x_{\text{ты}}) + R_{\text{сy}}^{\cdot} f_{\text{сy}}^{\cdot} (0,5 x_{\text{ты}} - a_{\text{сy}}^{\cdot}), \end{aligned} \quad (6.18)$$

значения  $x_{\text{тх}}$  и  $x_{\text{ты}}$  вычисляются по формулам (6.13), (6.14);

$Z_{\text{бх}}, Z_{\text{бы}}$  – расстояния, от срединной поверхности до середины высот сжатой зоны,

$$Z_{\text{бх}} = 0,5h - 0,5x_{\text{тх}}; \quad Z_{\text{бы}} = 0,5h - 0,5x_{\text{ты}}. \quad (6.19)$$

Окончательный угол наклона нижних трещин разрушения  $\alpha$  (он обозначен  $\alpha^{\cdot}$ ) зависит от реально принятого армирования и определяется по формуле

$$\operatorname{ctg}^2 \alpha^{\cdot} = \frac{(M_{\text{ты}} - M_y - N_y Z_{\text{бы}})(M_{\text{ху}} + N_{\text{ху}} Z_{\text{бх}})}{(M_{\text{ты}} - M_x - N_x Z_{\text{бх}})(M_{\text{ху}} + N_{\text{ху}} Z_{\text{бы}})}. \quad (6.20)$$

Допускается, чтобы угол  $\alpha^{\cdot}$  отличался от угла  $\alpha$ , определяемого по формулам (6.9), (6.11), максимум на  $15^{\circ}$ . При этом наиболее рациональным (с точки зрения расхода арматуры) считаются отклонения, приближающие  $\alpha^{\cdot}$  по абсолютной величине к  $45^{\circ}$ . Заметим, что формула (6.20) является точной в случае, если первый критерий (6.17) выполняется в виде равенства. В случае соблюдения первого условия в виде неравенства ( $> 0$ ) следует предварительно умножить все усилия ( $M_x,$

$M_y, M_{xy}, N_x, N_y, N_{xy}$ ) на коэффициент  $k_M$  так, чтобы первое условие (6.17) выполнялось в виде равенства. После этого в (6.20) вместо  $M_x, M_y, M_{xy}, N_x, N_y, N_{xy}$  подставляются величины  $M_x k_M, M_y k_M, M_{xy} k_M, N_x k_M, N_y k_M, N_{xy} k_M$ .

Критерий прочности по бетону сжатой зоны записывается в виде следующих неравенств:

$$\left. \begin{aligned} & (M_{bx} - M_x + N_x(h_x - 0,5h))(M_{by} - M_y + N_y(h_y - 0,5h)) - \\ & - (M_{xy} - N_{xy}(h_x - 0,5h))(M_{xy} - N_{xy}(h_y - 0,5h)) \geq 0; \\ & (M_{xy} - M_x + N_x(h_x - 0,5h)) \geq 0; \\ & (M_{by} - M_y + N_y(h_y - 0,5h)) \geq 0, \end{aligned} \right\} \quad (6.21)$$

где

$$\begin{aligned} M_{bx} &= R_b x_{Rbx} (h_x - 0,5 x_{Rbx}) + f_{sx}' R'_{scx} Z_{sx}, \\ M_{by} &= R_b x_{Rby} (h_y - 0,5 x_{Rby}) + f_{sy}' R'_{scy} Z_{sy}, \end{aligned} \quad (6.22)$$

здесь  $Z_{sx}, Z_{sy}$  – расстояния между центрами тяжести соответственно арматуры  $f_{sx}$  и  $f_{sy}'$  и  $f_{sy}'$  и  $f_{sx}'$ :

$$Z_{sx} = h_x - a'_{sx}; \quad Z_{sy} = h_y - a'_{sy}. \quad (6.23)$$

Кроме прочности бетона на сжатие над трещинами разрушения должна проверяться прочность полос бетона, расположенных вдоль нижних трещин, на сжатие по критерию

$$\begin{aligned} & (M_{nx} + M_x + N_x(0,5h - a'_{nx}))(M_{ny} + M_y + N_y(0,5h - a'_{ny})) - \\ & - (M_{xy} + N_{xy}(0,5h - a'_{nx})) \times (M_{xy} + N_{xy}(0,5h - a'_{ny})) \geq 0; \end{aligned} \quad (6.24)$$

где

$$\begin{aligned} M_{nx} &= \gamma_n R_b h'_x \xi_R (h'_x - 0,5 h'_x \xi_R) - \gamma_n R_{sx} f_{sx} (h'_x - a'_{nx}); \\ M_{ny} &= \gamma_n R_b h'_y \xi_R (h'_y - 0,5 h'_y \xi_R) - \gamma_n R_{sy} f_{sy} (h'_y - a'_{ny}), \end{aligned} \quad (6.25)$$

здесь

$$\gamma_n = 0,75. \quad (5.26)$$

В критерии (6.24) множители в скобках, содержащие  $M_{nx}, M_{ny}$ , также не должны быть отрицательными.

### 6.2.3. Критерии прочности для случая 2Н

Если для высот сжатой зоны  $x_{тх}$  и  $x_{ты}$ , вычисляемых по формулам (6.13), нарушаются условия (6.16), то в формулы (6.17) – (6.26) необходимо вносить следующие изменения:

1) в формулах (6.13), (6.18), (6.25)  $R_{sx}$  заменяется на  $\hat{\sigma}_{sx}$ ,  $R_{sy}$  – на  $\hat{\sigma}_{sy}$ , где  $\hat{\sigma}_{sx}$ ,  $\hat{\sigma}_{sy}$  вычисляются по формулам:

$$\begin{aligned}\hat{\sigma}_{sx} &= \left( 2 \frac{1 - x_{тх} / h_x}{1 - \xi_R} - 1 \right) R_{sx}; \\ \hat{\sigma}_{sy} &= \left( 2 \frac{1 - x_{ты} / h_y}{1 - \xi_R} - 1 \right) R_{sy}\end{aligned}\quad (6.27)$$

(здесь  $\xi_R \leq x_{тх} / h_x \leq 1$ ,  $\xi_R \leq x_{ты} / h_y \leq 1$ ).

2) в формулах (6.22) высоты  $x_{Rx}$ ,  $x_{Ry}$  заменяются соответственно на значения  $x_{тх}$ ,  $x_{ты}$ , вычисляемые по формулам (6.13), в которых  $R_{sx}$  заменяется на  $\hat{\sigma}_{sx}$ ,  $R_{sy}$  – на  $\hat{\sigma}_{sy}$ .

Кроме этого, в случае 2Н значение (6.26) для коэффициента  $\gamma_n$  заменяется на значение, вычисляемое по формуле:

$$1 \geq \gamma_n = \left( 0,75 + 0,25 \frac{R_s - \hat{\sigma}_s}{R_s} \right), \quad (6.28)$$

здесь

$$\hat{\sigma}_s = 0,5(\hat{\sigma}_{sx} + \hat{\sigma}_{sy}); \quad R_s = 0,5(R_{sx} + R_{sy}).$$

## 6.3. Критерии прочности для схем разрушения «В»

6.3.1. Схема разрушения по верхним трещинам (схема «В») реализуется, если

$$M_{я\ макс} \leq 0; \quad M'_{я\ макс} \geq 0. \quad (6.29)$$

Характеристика схемы «В»: трещины разрушения расположены в верхней зоне,  $\alpha'$  – угол наклона верхних трещин к оси  $x$ ;  $f'_{sx}$ ,  $f'_{sy}$  – коэффициенты верхней растянутой арматуры, расположенной соответственно вдоль осей  $x$ ,  $y$ ;  $f_{sx}^c$ ,  $f_{sy}^c$  – соответствующие коэффициенты армирования нижней сжатой арматуры

(расположенной в нижней сжатой зоне вдоль осей  $x, y$ );  $x'_{Tx}, x'_{Ty}$  – высоты нижней сжатой зоны;  $R_{scx}, R_{scy}$  – расчетные сопротивления ( $R_{sc}$ ) нижней сжатой арматуры (обычно  $R_{scx} = R_{scy} = R_{sc}$ );  $R'_{sx}, R'_{sy}$  – расчетные сопротивления ( $R_s$ ) верхней растянутой арматуры соответственно  $x$  и  $y$  направлений (обычно  $R_{sx} = R_{sy} = R_s$ ).

Высоты нижней сжатой зоны, расположенной под трещиной разрушения, определяются по формулам:

$$x'_{Tx} = \frac{R'_{sx} f'_{sx} - N_x - N_{xy} \operatorname{ctg} \alpha' - R_{scx} f_{sc}^c}{R_b};$$

$$x'_{Ty} = \frac{R'_{sy} f'_{sy} - N_y - N_{xy} \operatorname{tg} \alpha' - R_{scy} f_{sy}^c}{R_b}.$$
(6.30)

На значения  $x'_{Ty}, x'_{Tx}$ , вычисленные по формулам (6.30) накладываются ограничения:

$$x'_{Tx} \geq 2a_{sx}; \quad x'_{Ty} \geq 2a_{sy}$$
(6.31)

Возможны два случая: случай 1В, случай 2В.

Случай 1В реализуется, если

$$x'_{Tx} \leq x'_{Rx}; \quad x'_{Ty} \leq x'_{Ry},$$
(6.32)

где

$$x'_{Rx} = \xi_R h'_x, \quad x'_{Ry} = \xi_R h'_y$$
(6.33)

Если условия (6.32) нарушается, то реализуется случай 2В.

#### 6.4. Критерии прочности для случая 1В

**6.4.1.** Должны удовлетворяться два вида критериев прочности: 1) по арматуре в верхних трещинах разрушения (трещинах текучести арматуры), 2) по бетону сжатой зоны над трещинами.

Прочность элемента по арматуре считается обеспеченной, если выполняется следующие критериальные неравенства:



$$\begin{aligned}
& (M'_{tx} + M_x - N_x Z'_{bx})(M'_{ty} + M_y - N_y Z'_{by}) - \\
& - (M_{xy} - N_{xy} Z'_{bx})(M_{xy} - N_x Z'_{by}) \geq 0; \\
& (M'_{tx} + M_x - N_x Z'_{bx}) \geq 0; \\
& (M'_{ty} + M_y - N_y Z'_{by}) \geq 0,
\end{aligned} \tag{6.34}$$

где  $M'_{tx}, M'_{ty}$  – предельные моменты, воспринимаемые арматурой:

$$\begin{aligned}
M'_{tx} &= R'_{sx} f'_{sx} (h'_x - 0,5 x'_{tx}) + R_{scx} f_{sx}^c (0,5 x'_{tx} - a_s); \\
M'_{ty} &= R'_{sy} f'_{sy} (h'_y - 0,5 x'_{ty}) + R_{scy} f_{sy}^c (0,5 x'_{ty} - a_{sy}),
\end{aligned} \tag{6.35}$$

величины  $Z'_{bx}, Z'_{by}$  определяются по формулам:

$$Z'_{bx} = 0,5h - 0,5x'_{tx}, \quad Z'_{by} = 0,5h - 0,5x'_{ty}. \tag{6.36}$$

Окончательный угол наклона нижних трещин разрушения (он обозначен  $\alpha'^*$ ) зависит от реально принятого армирования и определяется по формуле

$$ctg^2 \alpha'^* = \frac{(M'_{ty} + M_y - N_y Z'_{by})(M_{xy} - N_{xy} Z'_{bx})}{(M'_{tx} + M_x - N_x Z'_{bx})(M_{xy} - N_{xy} Z'_{by})}. \tag{6.37}$$

Допускается, чтобы угол  $\alpha'^*$  отличался по абсолютной величине от угла  $\alpha$ , определяемого по формулам (6.10), (6.11) максимум на  $15^\circ$ . При этом наиболее рациональным (с точки зрения расхода арматуры) считаются отклонения, приближающие  $\alpha'^*$  по абсолютной величине к  $45^\circ$ .

Заметим, что здесь также формула (6.37) является точной в случае, когда первый критерий (6.34) выполняется в виде равенства ( $= 0$ ). В случае соблюдения первого условия (6.34) в виде неравенства ( $> 0$ ), следует предварительно умножить все усилия ( $M_x, M_y, M_{xy}, N_x, N_y, N_{xy}$ ) на коэффициент  $k_M > 1$ , так чтобы первое условие (5.34) выполнялось в виде равенства, а затем в (6.37) вместо  $M_x, M_y, M_{xy}, N_x, N_y, N_{xy}$  подставляются величины  $k_M M_x, k_M M_y, k_M M_{xy}, k_M N_x, k_M N_y, k_M N_{xy}$ .

Прочность по бетону сжатой зоны считается обеспеченной, если одновременно выполняются следующие критерияльные неравенства:

$$\left. \begin{aligned}
 & (M'_{bx} + M'_x + N'_x (h'_x - 0,5h))(M'_{by} + M'_y + N'_y (h'_y - 0,5h)) - \\
 & - (M_{xy} + N_{xy} (h'_x - 0,5h)) \times (M_{xy} + N_{xy} (h'_y - 0,5h)) \geq 0; \\
 & (\hat{M}'_{bx} + M'_x + N'_x (h'_x - 0,5h)) \geq 0; \\
 & (M'_{by} + M'_y + N'_y (h'_y - 0,5h)) \geq 0,
 \end{aligned} \right\} (6.38)$$

где  $M'_{bx}, M'_{by}$  – предельные моменты, воспринимаемые бетоном и арматурой сжатой зоны:

$$\begin{aligned}
 M'_{bx} &= R_b x'_{Rx} (h'_{ox} - 0,5x'_{Rx}) + R_{scx} f_{sx}^c Z'_{sx}, \\
 M'_{by} &= R_b x'_{Ry} (h'_{oy} - 0,5x'_{Ry}) + R_{scy} f_{sy}^c Z'_{sy},
 \end{aligned} \quad (6.39)$$

$Z'_{sx}, Z'_{sy}$  – расстояния между центрами тяжести арматуры  $f'_{sx}$  и  $f_{sx}^c$ ,  $f'_{sy}$  и  $f_{sy}^c$ , вычисляемые по формулам:

$$Z'_{sx} = (h'_x - a_{sx}); \quad Z'_{sy} = (h'_y - a_{sy}). \quad (6.40)$$

Кроме прочности бетона на сжатие, под верхними трещинами разрушения должна проверяться прочность полос бетона, расположенных вдоль верхних трещин, на сжатие по критерию:

$$\begin{aligned}
 & (M'_{mx} - M'_x + N'_x (0,5h - a_{sx}))(M'_{my} - M'_y + N'_y (0,5h - a_{sy})) - \\
 & - (M_{xy} + N_{xy} (0,5h - a_{sx})) \times (M_{xy} + N_{xy} (0,5h - a_{sy})) \geq 0,
 \end{aligned} \quad (6.41)$$

где

$$M'_{mx} = \gamma'_n R_b h_x \xi_R (h_x - 0,5h_x \xi_R) - \gamma'_n R'_{sx} f'_{sx} (h_x - a'_{sx}); \quad (6.42)$$

$$\begin{aligned}
 M'_{my} &= \gamma'_n R_b h_y \xi_R (h_y - 0,5h_y \xi_R) - \gamma'_n R'_{sy} f'_{sy} (h_y - a'_{sy}), \\
 \gamma'_n &= 0,75.
 \end{aligned} \quad (6.43)$$

В критерии (6.41) множители в скобках, содержащие  $M'_{mx}$  и  $M'_{my}$ , также не должны быть отрицательными.

## 6.5. Критерии прочности для случая 2В

**6.5.1.** Представленные выше критерии прочности (6.34 – 6.43) относятся к случаю 1В, когда для высот сжатой зоны  $x'_{Ty}$ ,  $x'_{Tx}$  выполняется условие (6.32). Если условие (6.32) нарушается, следует увеличивать толщину элемента или переходить к случаю 2В. При этом все расчетные формулы случая 1В сохраняют силу, однако: 1)

вместо расчетных сопротивлений арматуры растяжению  $R'_{xx}, R'_{yy}$  следует вводить соответственно величины  $\hat{\sigma}'_{xx} < R'_{xx}$  и  $\hat{\sigma}'_{yy} < R'_{yy}$ , которые определяются по формулам

$$\hat{\sigma}'_{xx} = \left( 2 \frac{1 - x'_{tx} / h'_x}{1 - \xi_R} \right) R'_{xx}; \hat{\sigma}'_{yy} = \left( 2 \frac{1 - x'_{ty} / h'_y}{1 - \xi_R} \right) R'_{yy} \quad (6.44)$$

(здесь  $\xi_R \leq x'_{tx} / h'_x \leq 1$ ;  $\xi_R \leq x'_{ty} / h'_y \leq 1$ ).

Кроме этого, в случае 2В:

1) значение (6.43) для коэффициента  $\gamma'_{н}$  заменяется на значение, вычисляемое по формуле

$$1 \geq \gamma'_{н} = \left( 0,75 + 0,25 \frac{R'_s - \hat{\sigma}'_s}{R'_s} \right), \quad (6.45)$$

здесь

$$\hat{\sigma}'_s = 0,5(\hat{\sigma}'_{sx} + \hat{\sigma}'_{sy}); R'_s = 0,5(R'_{sx} + R'_{sy});$$

2) в (6.39) величины  $x'_{Rx}, x'_{Ry}$  заменяются на значения  $x'_{tx}, x'_{ty}$ , которые вычисляются по формулам (6.30) при замене  $R'_{sx}$  на  $\hat{\sigma}'_{sx}, R'_{sy}$  на  $\hat{\sigma}'_{sy}$ .

## 6.6. Критерии прочности элементов для схем разрушения «НВ»

6.6.1. Схема разрушения при наличии одновременно верхних и нижних трещин (на верхней и нижней поверхностях элемента) реализуется, если выполняются одновременно неравенства

$$M_{y \max} > 0; M'_{y \max} > 0. \quad (6.46)$$

Проверка прочности элементов с этой схемой трещин осуществляется по формулам случая 1Н и случая 1В с рядом особенностей. Главная особенность заключается в том, что нижняя (с коэффициентами  $f_{sx}, f_{sy}$ ) и верхняя (с коэффициентами  $f'_{sx}, f'_{sy}$ ) арматура работают на растяжение. Установка арматуры на сжатие  $f'^c_{sx}, f'^c_{sy}$  (в верхней зоне) и  $f^c_{sx}, f^c_{sy}$  (в нижней зоне) плиты не требуется.

6.6.2. Для проверки прочности элементов со схемой трещин «НВ» используются критерии прочности случаев «1Н» и «1В» с учетом ряда

особенностей. Принимаются справедливыми критерии прочности (6.17) по нижней арматуре, однако в формулах (6.18) для предельных моментов  $M_{\text{тх}}$  и  $M_{\text{ты}}$  выполняются следующие замены:

$$\begin{aligned} (+R'_{\text{схх}} f_{\text{сх}}'^c (0.5 x_{\text{тх}} - a'_{\text{сх}})) & \text{ заменяется на } (-R'_{\text{сх}} f_{\text{сх}}' (0.5 x_{\text{тх}} - a'_{\text{сх}})); \\ (+R'_{\text{сху}} f_{\text{сх}}'^c (0.5 x_{\text{ту}} - a'_{\text{сх}})) & \text{ заменяется на } (-R'_{\text{сх}} f_{\text{сх}}' (0.5 x_{\text{ту}} - a'_{\text{сх}})). \end{aligned} \quad (6.47)$$

Величины  $x_{\text{тх}}$  и  $x_{\text{ту}}$ , входящие в (6.18), вычисляются по формулам (6.13), (6.14),

в которых

$$\begin{aligned} (-R'_{\text{схх}} f_{\text{сх}}'^c) & \text{ заменяется на } (+R'_{\text{сх}} f_{\text{сх}}'); \\ (-R'_{\text{сху}} f_{\text{сх}}'^c) & \text{ заменяется на } (+R'_{\text{сх}} f_{\text{сх}}'). \end{aligned} \quad (6.48)$$

Принимаются справедливыми критерии прочности (6.21) по бетону верхней сжатой зоны над нижними трещинами, однако входящие в эти критерии предельные моменты  $M_{\text{бх}}$  и  $M_{\text{бу}}$  определяются по формулам:

$$\begin{aligned} M_{\text{бх}} &= 0.75 R_b x_{\text{Рх}} (h_x - 0.5 x_{\text{Рх}}) - f_{\text{сх}}' R_{\text{сх}} Z_{\text{сх}}; \\ M_{\text{бу}} &= 0.75 R_b x_{\text{Рху}} (h_y - 0.5 x_{\text{Рху}}) - f_{\text{сх}}' R_{\text{сх}} Z_{\text{сх}}, \end{aligned} \quad (6.49)$$

здесь  $Z_{\text{сх}}$ ,  $Z_{\text{сху}}$  – расстояния между центрами тяжести соответственно растянутой арматуры  $f_{\text{сх}}'$  и  $f_{\text{сх}}'$ ,  $f_{\text{сху}}$  и  $f_{\text{сху}}'$  (определяются по формулам (6.23)).

Принимаются справедливыми критерии прочности (6.34) по верхней растянутой арматуре, однако входящие в критерии (6.34) предельные моменты  $M'_{\text{тх}}$  и  $M'_{\text{ты}}$ , воспринимаемые верхней растянутой арматурой, определяются по формулам:

$$\begin{aligned} M'_{\text{тх}} &= R'_{\text{сх}} f_{\text{сх}}' (h'_x - 0.5 x'_{\text{тх}}) - R_{\text{сх}} f_{\text{сх}} (0.5 x'_{\text{тх}} - a_{\text{сх}}); \\ M'_{\text{ты}} &= R'_{\text{сху}} f_{\text{сху}}' (h'_y - 0.5 x'_{\text{ты}}) - R_{\text{сху}} f_{\text{сху}} (0.5 x'_{\text{ты}} - a_{\text{сху}}). \end{aligned} \quad (6.50)$$

Входящие в эти формулы значения  $x'_{\text{тх}}$  и  $x'_{\text{ты}}$  вычисляются по формулам (6.30),

в которых

$$\begin{aligned} (-R_{\text{схх}} f_{\text{сх}}^c) & \text{ заменяется на } (+R_{\text{сх}} f_{\text{сх}}); \\ (-R_{\text{сху}} f_{\text{сх}}^c) & \text{ заменяется на } (+R_{\text{сху}} f_{\text{сху}}). \end{aligned} \quad (6.51)$$

Принимаются справедливыми критерии прочности (6.38) по бетону сжатой зоны под верхними трещинами, однако входящие в эти критерии предельные моменты  $M'_{bx}$  и  $M'_{by}$  определяются по формулам:

$$\begin{aligned} M'_{bx} &= 0.75 R_b x'_{Rcx} (h'_x - 0.5 x'_{Rcx}) - R_{sx} f_{sx} Z'_{sx}; \\ M'_{by} &= 0.75 R_b x'_{Rcy} (h'_y - 0.5 x'_{Rcy}) - R_{sy} f_{sy} Z'_{sy}. \end{aligned} \quad (6.52)$$

Значения  $x_{Rcx}$ ,  $x_{Rcy}$  и  $x'_{Rcx}$ ,  $x'_{Rcy}$  вычисляются по формулам (6.15), (6.33).

## 6.7. Критерии прочности элементов для схемы разрушения «С»

6.7.1. К схеме «С» относится разрушение элементов, для которых выполняются условия двухосного сжатия:

$$M_{я макс} < 0; M'_{я макс} < 0. \quad (6.53)$$

Естественно, при этом

$$M_{я мин} < 0; M'_{я мин} < 0. \quad (6.54)$$

Различаются два случая разрушения:

случай 1 (разрушение по площадке действия  $M_{я мин}$ ) при

$$M_{я мин} < M'_{я мин}; \quad (6.55)$$

случай 2 (разрушение по площадке действия  $M'_{я мин}$ ) при

$$M_{я мин} > M'_{я мин}. \quad (6.56)$$

Для исключения ошибок выполняется одновременно проверка прочности по обоим случаям.

Коэффициенты армирования нижней зоны обозначаются  $f_{sx}^c$ ,  $f_{sy}^c$  (при расчете по первому случаю) и  $f_{sx}$ ,  $f_{sy}$  (при расчете по второму случаю). В случае схемы «С» эти обозначения указывают на одни и те же величины коэффициентов нижнего армирования. Аналогично, коэффициенты армирования верхней зоны обозначаются  $f_{sx}^c$ ,  $f_{sy}^c$  (при расчете по второму случаю) и  $f'_{sx}$ ,  $f'_{sy}$  (при расчете по первому случаю).

## 6.8. Критерий прочности элементов для схемы «С» в случае 1

6.8.1. Реальные высоты нижней сжатой зоны бетона определяется по формулам:

$$x'_{\text{тх}} = \frac{N_{xy} \operatorname{tg} \alpha - N_x - f_{\text{сх}}^c R_{\text{схсх}} + f'_{\text{сх}} \hat{\sigma}'_{\text{сх}}}{R_b};$$

$$x'_{\text{ты}} = \frac{N_{xy} \operatorname{ctg} \alpha - N_y - f_{\text{сы}}^c R_{\text{ссы}} + f'_{\text{сы}} \hat{\sigma}'_{\text{сы}}}{R_b}, \quad (6.57)$$

$$(x'_{\text{тх}} \leq h'_{0x}; x'_{\text{ты}} \leq h'_{0y}),$$

где напряжения  $\hat{\sigma}'_{\text{сх}}$ ,  $\hat{\sigma}'_{\text{сы}}$  вычисляются по формулам (6.44).

Для случая сжатия величины  $\hat{\sigma}'_{\text{сх}}$ ,  $\hat{\sigma}'_{\text{сы}}$  получаются отрицательными.

Совместное решение (6.44) и (6.57) выполняется последовательными приближениями. В первом приближении в (6.44) подставляются величины  $x'_{\text{тх}}$ ,  $x'_{\text{ты}}$ , вычисляемые по формулам

$$\hat{x}'_{\text{тх}} = \xi_R h'_x + (h'_x - \xi_R h'_x) \eta_M,$$

$$\hat{x}'_{\text{ты}} = \xi_R h'_y + (h'_y - \xi_R h'_y) \eta_M, \quad (6.58)$$

где

$$\eta_M = M'_{\text{я макс}} / M'_{\text{я мин}}. \quad (6.59)$$

Проверка прочности нижней сжатой зоны бетона выполняется по критерию (6.38), где следует принимать:

$$M'_{\text{бх}} = (h'_x - 0,5 \hat{x}'_{\text{тх}}) R_b x'_{\text{тх}} + f_{\text{сх}}^c R_{\text{схсх}} Z'_{\text{сх}};$$

$$M'_{\text{бы}} = (h'_y - 0,5 \hat{x}'_{\text{ты}}) R_b x'_{\text{ты}} + f_{\text{сы}}^c R_{\text{ссы}} Z'_{\text{сы}}, \quad (6.60)$$

здесь  $x'_{\text{тх}}$ ,  $x'_{\text{ты}}$  вычисляются по формулам (6.57);

$Z'_{\text{сх}}$ ,  $Z'_{\text{сы}}$  – по формулам (6.40).

Реальный угол наклона нижних площадок разрушения (он обозначен  $\alpha'^*$ ) зависит от реально принятого нижнего армирования и определяется по формуле:

$$\operatorname{tg}^2 \alpha'^* = \frac{(M'_{\text{бх}} + M'_x + N_x Z_{\text{бх}})(M_{\text{ху}} + N_y Z_{\text{бу}})}{(M'_{\text{бы}} + M'_y + N_y Z_{\text{бх}})(M_{\text{ху}} + N_{\text{ху}} Z_{\text{бу}})}, \quad (6.61)$$

Допускается, чтобы угол  $\alpha'^*$ , определенный по формуле (6.61), отличался от угла  $\alpha'$ , определяемого по формулам (6.10), (6.11) по абсолютной величине максимум на  $15^\circ$ . При этом наиболее рациональными (с точки зрения расхода нижней сжатой арматуры) считаются отклонения, приближающие  $\alpha'^*$  по абсолютной

величине к 45°. Заметим, что формула (6.61) является точной в случае, когда первый критерий (6.38) удовлетворяется в виде неравенства. В случае соблюдения первого критерия (6.38) в виде неравенства ( $> 0$ ), следует предварительно умножить все усилия ( $M_x, M_y, M_{xy}, N_x, N_y, N_{xy}$ ) на коэффициент  $k_M > 1$ , так чтобы первое условие (6.38) выполнялось в виде равенства, а затем в (6.61) вместо  $M_x, M_y, M_{xy}, N_x, N_y, N_{xy}$  подставить соответственно величины  $k_M M_x, k_M M_y, k_M M_{xy}, k_M N_x, k_M N_y, k_M N_{xy}$ .

Критерий прочности по верхней арматуре записывается в виде (6.34), где следует принимать

$$\begin{aligned} M'_{tx} &= \hat{\sigma}'_{sx} f'_{sx} (h'_x - 0,5 x'_{tx}) + R_{scx} f_{sc}^c (0,5 x'_{tx} - a_{sx}); \\ M'_{ty} &= \hat{\sigma}'_{sy} f'_{sy} (h'_y - 0,5 x'_{ty}) + R_{scy} f_{sy}^c (0,5 x'_{ty} - a_{sy}) \end{aligned} \quad (6.62)$$

## 6.9. Критерии прочности для схемы «С» в случае 2

6.9.1. Предварительно назначаются значения высот сжатой зоны по формулам:

$$\begin{aligned} \hat{x}_{tx} &= \xi_R h_x + (h_x - \xi_R h_x) \eta_M, \\ \hat{x}_{ty} &= \xi_R h_y + (h_y - \xi_R h_y) \eta_M, \end{aligned} \quad (6.63)$$

где

$$M_{я макс} / M'_{я мин} \quad (6.64)$$

Определяется предельно допустимых напряжения в нижней арматуре

$$\begin{aligned} \hat{\sigma}_{sx} &= \left( 2 \frac{1 - x_{tx} / h_x}{1 - \xi_R} - 1 \right) R_{scx}; \\ \hat{\sigma}_{sy} &= \left( 2 \frac{1 - x_{ty} / h_y}{1 - \xi_R} - 1 \right) R_{scy}, \end{aligned} \quad (6.65)$$

$$(\xi_R \leq x_{tx} / h_x \leq 1; \quad \xi_R \leq x_{ty} / h_y \leq 1).$$

Для случая сжатия величины  $\hat{\sigma}_{sx}$  и  $\hat{\sigma}_{sy}$  получаются отрицательными.

Реальные высоты бетона сжатой зоны определяются по формулам:

$$x_{\text{тх}} = \frac{N_{xy} \operatorname{tg} \alpha' - N_x - f_{\text{сх}}^{\text{с}} R'_{\text{сх}} + f_{\text{сх}} \hat{\sigma}_{\text{сх}}}{R_b};$$

$$x_{\text{ты}} = \frac{N_{xy} \operatorname{ctg} \alpha' - N_y - f_{\text{сы}}^{\text{с}} R'_{\text{сы}} + f_{\text{сы}} \hat{\sigma}_{\text{сы}}}{R_b}, \quad (6.66)$$

$$(x_{\text{тх}} \leq h_x; x_{\text{ты}} \leq h_y)$$

После этого по формулам (6.65)-(6.66) выполняется уточнение  $\hat{\sigma}_{\text{сх}}$ ,  $\hat{\sigma}_{\text{сы}}$ ,  $x_{\text{тх}}$ ,  $x_{\text{ты}}$  до сходимости итерационного процесса.

Проверка прочности по верхней сжатой арматуре происходит по критерию (6.21), где следует принимать

$$M_{\text{bx}} = R_b x_{\text{тх}} (h_x - 0,5 x_{\text{тх}}) + f_{\text{сх}}^{\text{с}} R'_{\text{сх}} Z_{\text{сх}};$$

$$M_{\text{by}} = R_b x_{\text{ты}} (h_y - 0,5 x_{\text{ты}}) + f_{\text{сы}}^{\text{с}} R'_{\text{сы}} Z_{\text{сы}}, \quad (6.67)$$

$x_{\text{тх}}$ ,  $x_{\text{ты}}$  вычисляются по формулам (6.66);

$Z_{\text{сх}}$ ,  $Z_{\text{сы}}$  – по формулам (6.23).

Окончательный угол наклона площадки разрушения от действия  $M'_{\text{я мин}}$  (он обозначен  $\alpha'^*$ ) зависит от реально принятого армирования и определяется по формуле:

$$\operatorname{tg}^2 \alpha'^* = \frac{(M_{\text{bx}} + N_x Z_{\text{ox}} - M_x)(M_{\text{xy}} - N_{xy} Z_{\text{by}})}{(M_{\text{by}} + N_y Z_{\text{oy}} - M_y)(M_{\text{xy}} - N_{xy} Z_{\text{by}})}, \quad (6.68)$$

Допускается, чтобы угол  $\alpha'^*$  отличался по абсолютной величине от угла  $\alpha'$ , определяемого по формулам (6.10), (6.11) максимум на  $15^\circ$ . При этом наиболее рациональным (с точки зрения расхода арматуры) считаются отклонения, приближающие  $\alpha'^*$  по абсолютной величине к  $45^\circ$ . Здесь также формула (6.68) выполняется в точности, если первый критерий прочности (6.29) выполняется в виде равенства. В других случаях следует следовать рекомендации, представленной к пояснению формулы (6.61), однако при этом используется критерий (6.21) с учетом (6.67).

Критерий прочности по нижней арматуре записывается в виде (6.17), где следует принимать



$$\begin{aligned}
 M_{\text{тх}} &= \hat{\sigma}_{\text{sx}} f_{\text{sx}} (h_x - 0,5 x_{\text{тх}}) + R'_{\text{scx}} f_{\text{sx}}^{i^c} (0,5 x_{\text{тх}} - a'_x); \\
 M_{\text{ты}} &= \hat{\sigma}_{\text{sy}} f_{\text{sy}} (h_y - 0,5 x_{\text{ты}}) + R'_{\text{scy}} f_{\text{sy}}^{i^c} (0,5 x_{\text{ты}} - a'_y);
 \end{aligned}
 \tag{6.69}$$

При подборе арматуры из каждой пары значений  $f_{\text{sx}}^{i^c}$  и  $f'_{\text{sx}}$ ,  $f_{\text{sy}}^{i^c}$  и  $f'_{\text{sy}}$ ,  $f_{\text{sx}}^c$  и  $f_{\text{sx}}$ ,  $f_{\text{sy}}^c$  и  $f_{\text{sy}}$  выбираются бóльшие значения.

## 7. Дополнительные рекомендации по конструированию

### 7.1. Требования к поперечному и продольному армированию

**7.1.1.** Поперечная арматура в стенах и колоннах должна устанавливаться с шагом не более  $10d$  и не более 200 мм, где  $d$  – диаметр сжатой продольной арматуры, устанавливаемой у поверхности элементов (для предотвращения выпучивания).

**7.1.2.** Поперечная арматура в стенах и колоннах должна быть не менее  $d = 10$  мм (А400, А500) при классе бетона В60 и ниже, и не менее  $d = 12$  мм (А400, А500) при классе бетона выше В60. Продольная арматура в стенах должна быть не менее  $d = 12$  мм (А400, А500).

**7.1.3.** Поперечная арматура в колоннах должна образовывать замкнутые хомуты (минимум один общий, а остальные – локальные). Локальные хомуты должны иметь концевые загибы и устанавливаться с нахлестом не менее  $20d_n$  и не менее 250 мм, где  $d_n$  – диаметр хомута. Поперечная арматура должна охватывать загибом минимум через один стержень продольной арматуры.

### 7.2. Требования к соединениям арматуры внахлест и их расположению

**7.2.1.** Длина нахлеста  $l_l$  стыкуемых стержней определяется согласно указаниям СП 63.13330.2012 в зависимости от расчетных сопротивлений арматуры и бетона, напряженного состояния бетона в зоне стыка и диаметра арматуры. Допускается длину  $l_l$  для арматуры класса А500С определять по табл. 7.1.

Таблица 7.1

Длины нахлеста  $l_l$ 

Диаметр арматуры в мм	Арматура класса А500С				
	бетон В50	бетон В60	бетон В70	бетон В80	бетон В90
Длина нахлеста $l_l$ в растянутом бетоне					
$d \leq 32$	$33d$	$29d$	$29d$	$29d$	$29d$
$d > 32$	$37d$	$33d$	$33d$	$33d$	$33d$
Длина нахлеста $l_l$ в сжатом бетоне					
$d \leq 32$	$25d$	$22d$	$22d$	$22d$	$22d$
$d > 32$	$28d$	$25d$	$25d$	$25d$	$25d$

**Примечание:**

указанные в табл. 7.1 базовые значения длины перепуска (нахлеста) арматуры могут быть уменьшены на отношение  $A_{s\ col}/A_{sef}$ , где  $A_{s\ col}$ ,  $A_{sef}$  – соответственно площади арматуры – требуемая по расчету и фактическая.

**7.2.2.** Соседние стыки внахлестку должны располагаться в разбежку так, чтобы расстояния между центрами тяжести стыков были не менее  $1,5l_l$ . Расстояние между соседними стыками внахлестку (по ширине железобетонного элемента) должно быть не менее  $2d$ , не менее 50 мм и не менее  $1,5d_3$ , где  $d_3$  – максимальный размер крупного заполнителя.

**7.2.3.** В горизонтальных конструкциях в местах расположения выпусков колонн и стен запрещается организовывать нахлесточные соединения. Ближайшее окончание нахлесточного соединения должно располагаться на расстоянии не менее  $0,5 l_l$  от вертикальных выпусков.

**7.2.4.** При применении армирования спаренными стержнями длина нахлеста  $l_l$  определяется по табл. 7.1, где диаметр стержней  $d$  заменяется на приведенный диаметр, равный максимальному значению из четырех величин:

$$d \geq \sqrt{d_1^2 + d_2^2}, \quad d \geq \sqrt{d_3^2 + d_4^2}, \quad d \geq \sqrt{d_1^2 + d_2^2}, \quad d \geq \sqrt{d_3^2 + d_4^2}. \quad (7.1)$$

Согласно этим указаниям, при  $d_1 = d_2 = d_3 = d_4 = 32$  мм приведенный диаметр составит:  $d = \sqrt{32^2 + 32^2} \approx 45$  мм. Расстояние в свету между стыками спаренных стержней должно быть не менее  $2d$ , где  $d$  определяется по формуле (7.1), и не менее 50 мм.

Согласно СП 63.13330.2012 допускается увеличивать относительное количество стыкуемой в одном расчетном сечении растянутой рабочей арматуры

до 100%. При этом указанная выше (табл. 7.1) длина нахлеста увеличивается в 1.7 раза.

**7.2.5.** В сварных сетках и каркасах при наличии на длине нахлестки приваренных поперечных стержней длина нахлестки, вычисленная по СП 63.13330.2012, может быть уменьшена на  $5d$  при одном приваренном поперечном стержне и на  $8d$  при двух стержнях, но не более чем на 30%. Во всех случаях длина нахлеста принимается не менее  $20d$  и не менее 250 мм.

### **7.3. Требования к механическим соединениям арматуры и их расположению**

**7.3.1.** При расчете сечений, в которых выполняются механические соединения, необходимо вводить понижающие коэффициенты условия работы (только для стыкуемой арматуры): для сжатой арматуры  $\gamma_{si} = 0,85$ , для растянутой арматуры  $\gamma_{si} = 0,95$ . Также при выполнении расчетов железобетонных элементов по раскрытию трещин следует применять модуль упругости арматуры с понижающим коэффициентом, равным 0,85 (только для стыкуемой арматуры). Вышеуказанные коэффициенты могут быть уточнены по результатам разрушающих испытаний муфтовых соединений соответствующего производителя. В проекте в обязательном порядке должны быть отражены требования постоянного контроля принятых понижающих коэффициентов в ходе строительства (регулярно должны производиться контрольные испытания образцов механических соединений).

**7.3.2.** Стыковка арматурных стержней в вертикальных и горизонтальных конструкциях с использованием механических соединений допускается в количестве не более 50% стыков в одном сечении. Расстояние между сечениями стыковки в вертикальных конструкциях следует принимать равным длине нахлеста при сжатии (табл. 7.1), но не менее 60 см (для арматуры класса А500С и бетона В60 в сжатых элементах при  $d$  арматуры  $> 32$  мм длина нахлеста составляет  $25d$ , при  $d$  арматуры  $\leq 32$  мм длина нахлеста составляет  $22d$ ). Расстояние между сечениями стыковки в горизонтальных конструкциях следует принимать равным длине нахлеста при растяжении (табл. 7.1), но не менее 60 см (для арматуры

класса А500С и бетона В60 в сжатых элементах при  $d$  арматуры  $> 32$  мм длина нахлеста составляет  $33d$ , при  $d$  арматуры  $\leq 32$  мм длина нахлеста составляет  $29d$ ).

**7.3.3.** В колоннах в зонах выполнения стыковки арматуры посредством механических соединений установку поперечной арматуры следует выполнять замкнутыми хомутами и соединительными скобами из арматуры периодического профиля не менее  $\text{Ø}12$  мм, с шагом не более 100 мм, в количестве не менее 6 рядов. При этом средние ряды поперечной арматуры должны проходить непосредственно перед механическими соединениями стержней и сразу за ними, остальные ряды должны быть распределены симметрично по высоте относительно механических соединений.

**7.3.4.** В стенах в зонах выполнения стыковки арматуры посредством механических соединений установку соединительных скоб следует выполнять из арматуры периодического профиля не менее  $\text{Ø}12$  мм, с шагом не более 100 мм, в количестве не менее 4 шт. на каждое соединение. При этом средние ряды скоб должна проходить непосредственно перед механическими соединениями стержня и сразу за ними, остальные должны быть установлены симметрично по высоте относительно механического соединения.

## **8. Требования к материалам для производства бетонных смесей тяжелых и мелкозернистых модифицированных бетонов классов В50-В100**

**8.1.** Материалы, применяемые при приготовлении тяжелых и мелкозернистых бетонов, должны удовлетворять требованиям настоящего Методического пособия, действующих государственных стандартов, технических условий и других нормативных документов.

Для приготовления тяжелых и мелкозернистых модифицированных бетонов классов В50-В90 следует применять следующие материалы:

– Цементы

Портландцементы марок ЦЕМ I 52,5Н и ЦЕМ II 52,5Н (ГОСТ 31108-2003), ПЦ 500-Д0-Н и ПЦ 500-Д20-Н (ГОСТ 10178-85) с содержанием  $C_3A$  в клинкере не более 8 % и нормальной густотой цементного теста не более 25 %;

– Добавки

Химические добавки групп суперпластификаторов, регуляторов сохраняемости бетонных смесей, воздухоовлекающих и газообразующих, соответствующие ГОСТ 24211.

Минеральные добавки – микрокремнезем, метакаолин, зола-уноса, соответствующие ГОСТ Р 56592-2015.

Органо-минеральные модификаторы МБ-01 (ТУ 5743-073-46854090-98), МБ-С (ТУ 5743-083-46854090-98), Эмбэлит (ТУ 5870-176-46854090-04), соответствующие ГОСТ Р 56178-2014;

– природный песок 1 класса с модулем крупности  $M_{кр} > 2,0$ , соответствующий требованиям ГОСТ 8736; полный остаток песка на сите с ячейками № 063 должен быть не менее 30% по массе; содержание зерен крупностью свыше 10,5 мм и менее 0,16 мм не должно превышать соответственно 0,5% и 5% по массе; содержание в песке пылевидных и глинистых частиц, а также глины в комках не должно превышать соответственно 2% и 0,25% по массе;

– гранитный щебень фракций от 5 мм до 20 мм, соответствующий требованиям ГОСТ 8267 и ГОСТ 26633; марка щебня по морозостойкости должна быть не ниже F300; содержание пылевидных и глинистых частиц в щебне не должно превышать 1% по массе; содержание в щебне зерен пластинчатой (лещадной) и игловатой формы не должно превышать 25%, а содержание зерен слабых пород должно быть не более 5% по массе;

– вода для бетонных смесей, удовлетворяющая требованиям ГОСТ 23732-79.

Применение других материалов для приготовления тяжелых и мелкозернистых бетонов допускается только после проведения комплекса испытаний (включая испытания на ползучесть и усадку), подтверждающих соответствие характеристик предлагаемых составов характеристикам, указанным в п. 4 настоящего Методического пособия.

## Приложение.

### Основные понятия, термины и определения

В настоящем Методическом пособии применяются следующие понятия, термины и определения:

1. Бетон тяжелый – бетон плотностью от 2200 до 2500 кг/м<sup>3</sup> с использованием крупного заполнителя (щебня, гравия) фракций от 5 до 20 мм и мелкого заполнителя (песка) фракций не более 5 мм.

2. Бетон мелкозернистый – бетон плотностью от 1800 до 2200 кг/м<sup>3</sup> включительно, приготовленный с использованием только мелкого заполнителя (песка) фракций не более 5 мм.

3. Бетон модифицированный – бетон, содержащий в своем составе комплекс добавок – химических из группы пластификаторов и минеральных из группы активных техногенных – или органо-минеральные модификаторы типа МБ.

4. Органо-минеральный модификатор – поликомпонентный порошкообразный материал с размером гранул не более 0,5 мм, включающий в себя органическую и минеральные части и предназначенный для улучшения технологических и физико-технических свойств цементных систем

5. Высокопрочные бетоны – бетоны повышенной прочности (классов В50, В60) и значительно повышенной прочности (классов В70 и выше).

6. Класс бетона по прочности на сжатие В соответствует значению кубиковой прочности бетона на сжатие, МПа, с обеспеченностью 0,95 (нормативная кубиковая прочность)

7. Класс бетона по прочности на осевое растяжение соответствует значению прочности бетона на осевое растяжение, МПа, с обеспеченностью 0,95 (нормативная прочность бетона).

8. Марка бетона по морозостойкости F соответствует минимальному числу циклов переменного замораживания и оттаивания, выдерживаемых образцом при стандартном испытании.

9. Марка бетона по водонепроницаемости W соответствует максимальному значению давления воды (в МПа\*), выдерживаемому бетонным образцом при испытании.

10. Марка бетона по средней плотности D соответствует среднему значению объемной массы бетона (кг/м<sup>3</sup>).

11. Класс бетона по прочности на сжатие В назначают для всех видов бетонов и конструкций.

12. Класс бетона по прочности на осевое растяжение В назначают в случаях, когда эта характеристика имеет главенствующее значение в работе конструкции и ее контролируют на производстве.

13. Марку бетона по морозостойкости F назначают для конструкций, подвергающихся воздействию переменного замораживания и оттаивания.

14. Марку бетона по водонепроницаемости  $W$  назначают для конструкций, к которым предъявляют требования по ограничению водонепроницаемости.

15. Диаграммы деформирования (состояния) бетона – функциональные зависимости между напряжениями и относительными деформациями бетона при кратковременно возрастающих напряжениях сжатия или растяжения вплоть до вершины диаграммы или возрастающих деформациях сжатия или растяжения до ее вершины и за вершиной (на ниспадающей ветви).

16. Деформации ползучести бетона – деформации проявляющиеся во времени в элементах бетона при постоянных и переменных значениях напряжений.

17. Усадка – свойство материала уменьшать свой объем при определенных физических воздействиях (высыхание, карбонизация, контракция), не связанных с его нагружением; характеризуются коэффициентом линейной (объемной) усадки.

18. Классы арматуры по прочности на растяжение отвечают гарантированному значению предела текучести, физического или условного (равного значению напряжений, соответствующих остаточному относительному удлинению 0,1% или 0,2%), с обеспеченностью не менее 0,95, определяемому по соответствующим стандартам.

19. Диаграмма деформирования (состояния) арматуры – функциональная зависимость между напряжениями и относительными деформациями арматурного стержня до условного или физического предела текучести (частичная диаграмма) или до разрыва стержня (полная диаграмма).

20. Диаграммная модель – модель расчета, в основу которой положено использование реальных криволинейных диаграмм деформирования бетона и арматуры.

21. Стыки арматуры внахлестку: Соединение арматурных стержней по их длине без сварки путем заведения конца одного арматурного стержня относительно конца другого.

22. Механические муфтовые соединения арматуры – соединения арматуры при помощи специальных муфт с внутренними резьбовыми отверстиями для закручивания в них арматурных стержней с нанесенной на их стыкуемые концы соответствующей наружной резьбы.

## Приложение.

### Перечень нормативной документации

1. СП 63.13330.2012 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003.
2. СП 20.13330.2011 СНиП 2.01.07-85\* Нагрузки и воздействия
3. СП 70.13330.2012 СНиП 3.03.01-87 Несущие и ограждающие конструкции
4. СП 28.13330.2012 СНиП 2.03.11-85 Защита строительных конструкций от коррозии
5. СП 22.13330.2011 СНиП 2.02.01-83\* Основания зданий и сооружений
6. ГОСТ 7473-2010 Смеси бетонные. Технические условия.
7. ГОСТ 8267-93 Щебень из естественного камня для строительных работ. Технические условия.
8. ГОСТ 8736-2014 Песок для строительных работ. Технические условия.
9. ГОСТ 10178-85 Портландцемент и шлакопортландцемент. Технические условия.
10. ГОСТ 18105-2010 Бетоны. Правила контроля и оценки прочности.
11. ГОСТ 23732-2011 Вода для бетонов и строительных растворов. Технические условия.
12. ГОСТ 24211-2008 Добавки для бетонов и строительных растворов. Общие технические условия.
13. ГОСТ 25192-82 Бетоны. Классификация и общие технические требования.
14. ГОСТ 26633-2011 Бетоны тяжелые и мелкозернистые. Технические условия.
15. ГОСТ 31108-2003 Цементы общестроительные. Технические условия.
16. ГОСТ 31914-2012 Бетоны высокопрочные тяжелые и мелкозернистые для монолитных конструкций. Правила контроля и оценки качества.
17. ГОСТ Р 56178-2014 Модификаторы органо-минеральные типа МБ для бетонов, строительных растворов и сухих смесей. Технические условия.
18. ГОСТ Р 56592-2015 Добавки минеральные для бетонов и строительных растворов. Общие технические условия.
19. ГОСТ 5781-82 Сталь горячекатаная для армирования железобетонных конструкций.
20. ГОСТ 52544-2006 Прокат арматурный свариваемый периодического профиля классов А500С и В500С для армирования железобетонных



- конструкций.
21. СП 63.13330.2012 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003.
22. ТСН 102-00 Территориальные строительные нормы г.Москвы. Железобетонные конструкции с арматурой А500С и А400С.
23. СТО АСЧМ7-93 Прокат периодического профиля из арматурной стали. Технические условия.
24. СТО 36554501-005-2006 Применение арматуры класса А500СП в железобетонных конструкциях.