НИИЖБ Госстроя СССР

Пособие

по проектированию армоцементных конструкций

(к СНиП 2.03.03-85)

Утверждено
приказом НИИЖБ Госстроя СССР
от 29 апреля 1986 г. № 25

Москва Стройиздат 1989

УДК 624.012.45

Рекомендовано к изданию решением секции теории железобетона и арматуры Научно-технического совета НИИЖБ Госстроя СССР.

Пособие по проектированию армоцементных конструкций: (К СНиП 2.03.03—85)/НИИЖБ. — М.: Стройиздат, 1989. — 208 с.

Изложены общие положения и расчетные требования при проектировании армоцементных конструкций. Рассмотрены виды материалов и арматура, используемые для армоцементных конструкций, а также их расчетные и нормативные характеристики. Даны примеры расчета.

Для инженерно-технических работников проектных и строительных организаций.

Табл. 17, ил. 66.

Разработано НИИЖБ Госстроя СССР (д-р техн. наук, проф. Г. К. Хайдуков — руководитель темы, канд. техн. наук Е. К. Качановский — разд. 1—5, канд. техн. наук В. В. Фигаровский — разд. 1); при участии ЛенЗНИИЭП Гражданстроя (кандидаты техн. наук Б. А. Миронков, С. Н. Панарин, инж. Г. М. Абраменкова — примеры), НИИСК Госстроя СССР (кандидаты техн. наук В. Д. Галич, В. П. Овчар, инж. Т. В. Борисова — примеры).

Отзывы и замечания просим присылать по адресу:
109389, Москва, 2-я Институтская ул., д. 6, НИИЖБ.

Норм

н

...ЕНТНЫХ КОНСТРУКЦИИ

...влова

07 Подписан ...ть 13.04.89
...бо¹/₃₂. Бумага тип. № 1 Гарнитура «Литературная».
...ская. Усл. печ. л. 10,92. ...т. 11,23. Уч.-изд. л. 12,14
...экз. Изд. № XII—3151. ...з № 322. Цена 60 коп.

Стройиздат. 101442, Мос... К... ...вская, 23а

...матрицировано в Москов... типографии № 13 ПО ...ВО «Союзполиграфпром» Го... ...ственного комитета СССР ...ательств, полиграфии и ... торговли. 107005, Москва, ...вер., д. 30. Отпечатано с ...во Владимирской типографии ...ССР 600000, г. Владимир ...рьский проспект, д. 7. Зак. 43.

Д
Г

П 3. ...00—546 / ...09 Инструкт-норма ...п. — 106—88

© Стройиздат, 1989

СОДЕРЖАНИЕ

1. Общие указания 4

Основные положения 4
Основные буквенные обозначения 2
Примеры армоцементных конструкций 7
Основные расчетные требования 13
Дополнительные указания по проектированию предварительно напряженных конструкций 18

2. Материалы для армоцементных конструкций 23

Мелкозернистый бетон 23
Нормативные и расчетные характеристики мелкозернистого бетона 26
Арматура 32
Нормативные и расчетные характеристики арматуры . . . 33

3. Расчет армоцементных конструкций по предельным состояниям первой группы 34

Расчет по прочности сечений, нормальных к продольной оси элемента 35
Изгибаемые элементы прямоугольного, таврового, двутаврового и кольцевого сечений 37
Примеры расчета 43
Внецентренно сжатые элементы прямоугольного, таврового, двутаврового и кольцевого сечений 52
Центрально-растянутые элементы 56
Внецентренно растянутые элементы 57
Примеры расчета 58
Расчет по прочности сечений, наклонных к продольной оси элемента 74
Примеры расчета 77

4. Расчет армоцементных конструкций по предельным состояниям второй группы 82

Расчет по образованию трещин 82
Расчет армоцементных элементов по раскрытию трещин . . 89
Расчет по раскрытию трещин, нормальных к продольной оси элемента 90
Расчет по раскрытию трещин наклонных к продольной оси элемента 93
Примеры расчета 93
Расчет элементов армоцементных конструкций по деформациям 119
Определение кривизны на участках без трещин в растянутой зоне 120
Определение кривизны на участках с трещинами в растянутой зоне 121
Примеры расчета 125

Конструктивные требования 131

Общие положения 131
Минимальные размеры сечений элементов 132
Защитный слой бетона 133
Армирование элементов 134
Особенности армирования внецентренно сжатых элементов . . 135
Особенности армирования изгибаемых элементов 135
Минимальное расстояние между стержнями арматуры . . . 135
Анкеровка ненапрягаемой арматуры 136
Стыки сетчатой и стержневой арматуры 137
Закладные детали 138
Стыки сборных элементов 138
Дополнительные указания по конструированию предварительно напряженных элементов 140
Требования, указываемые на рабочих чертежах армоцементных конструкций 141
Требования к оформлению рабочих чертежей 142
Приложение 1. Рекомендуемый сортамент тканых и сварных проволочных сеток для армоцементных конструкций 143
Приложение 2. Пример расчета армоцементной предварительно напряженной складки 144
Приложение 3. Пример расчета плиты-складки подвесного потолка 156
Приложение 4. Расчет плиты-оболочки в поперечном направлении . 168
Приложение 5. Пример расчета трехшарнирного свода пролетом 12 м из армоцементных элементов волнистого профиля 178
Приложение 6. Примеры технологии изготовления армоцементных конструкций 191

ОСНОВНЫЕ БУКВЕННЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ

Усилия от внешних нагрузок и воздействий в поперечном сечении элемента и от предварительного напряжения

M — изгибающий момент;
N — продольная сила;
Q — поперечная сила;
P — усилие предварительного обжатия.

Характеристики материалов

R_b, $R_{b,ser}$ — расчетные сопротивления мелкозернистого бетона сжатию соответственно для предельных состояний первой и второй групп;
R_{bt}, $R_{bt,ser}$ — расчетные сопротивления мелкозернистого бетона растяжению соответственно для предельных состояний первой и второй групп;
R_{sc}, R_s, R_{spc}, R_{sp} — расчетные сопротивления проволочной и стержневой ненапряженной и напряженной арматуры;
R_{c1} — расчетное приведенное сопротивление бетона сжатой зоны сечения;
R_m — расчетное сопротивление сеток растяжению для предельных состояний первой группы;
R_{mw} — расчетное сопротивление сеток растяжению при расчете сечений на поперечную силу в наклонных сечениях;
R_{mc} — расчетное сопротивление сеток сжатию;
E_b — начальный модуль упругости мелкозернистого бетона при сжатии и растяжении;
E_m — модуль упругости сеток;
α — отношение модулей упругости сетчатой арматуры E_m и бетона E_b;
E_s — модуль упругости стержневой и проволочной арматуры.

Геометрические характеристики

A_b — площадь сечения бетона;
A'_m, A_m — площадь сечения проволок сетки в сжатой и растянутой зонах;
A_c, A_t — площади сечения бетона сжатой и растянутой зон соответственно;

A'_s, A_s — площади сечения ненапрягаемой стержневой арматуры на единицу ширины соответственно в сжатой и растянутой зонах;

A'_{sp}, A_{sp} — площади ненапрягаемой стержневой арматуры на единицу ширины соответственно в сжатой и растянутой зонах;

μ_m — коэффициент сетчатого армирования, определяемый как отношение площади арматуры A_m к площади сечения бетона A_b;

μ'_s, μ_s, μ'_{sp}, μ_{sp} — коэффициент армирования стержневой и проволочной сжатой, растянутой арматурой соответственно ненапрягаемой и напрягаемой;

μ_m, μ'_m — коэффициенты армирования, приведенные к сетчатому, соответственно для растянутой и сжатой зоны;

t'_f, t_f — толщина соответственно сжатой и растянутой полок двутаврового сечения;

b — ширина сечения;

b_{fc}, b_f — ширина соответственно сжатой и растянутой полок двутаврового сечения;

h — высота прямоугольного, таврового или двутаврового сечения;

a', a — расстояния от равнодействующей сосредоточенной сжатой A'_s, A'_{sp} и растянутой A_s, A_{sp} арматуры до ближайшей грани сечения;

x — высота сжатой зоны бетона;

ξ — относительная высота сжатой зоны бетона, равная $\xi = x/h$,

e_c — эксцентриситет продольной силы N относительно центра тяжести приведенного сечения;

l_1 — расчетная длина армоцементного элемента, подвергающегося действию сжимающей продольной силы;

d_m — диаметр проволок сварных, тканых и плетеных сеток;

l — пролет элемента;

r — радиус инерции поперечного сечения элемента относительно центра тяжести сечения;

d_s — номинальный диаметр стержневой арматуры;

I_1 — момент инерции сечения, приведенного к бетонному, относительно его центра тяжести;

I_{s1} — момент инерции сечения, приведенного к стальному, относительно его центра тяжести;

W_{s1} — момент сопротивления растянутого волокна, приведенного к стальному;

B_{f1} — жесткость сечения элемента армоцементных конструкций при кратковременном действии нагрузки;

B_{f2} — жесткость сечения армоцементных конструкций при действии нагрузок, на участке, в пределах которого образуются трещины;

B'_{f2} — жесткость сечения элемента армоцементных конструкций при действии эксплуатационной нагрузки;

y_c — расстояние до центра тяжести.

1. ОБЩИЕ УКАЗАНИЯ

ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ

1.1. Настоящее Пособие составлено к СНиП 2.03.03—85 «Армоцементные конструкции» и распространяется на проектирование армоцементных конструкций промышленных, гражданских и сельскохозяйственных зданий и сооружений, предназначенных для работы при систематическом воздействии температур не свыше 50 °С и не ниже минус 70 °С. Проектирование армоцементных конструкций, находящихся под воздействием температур свыше 50 до 80 °С и в условиях агрессивной среды, кроме настоящих рекомендаций должно учитывать дополнительные требования, предъявляемые к конструкциям из бетона (СНиП 2.03.04—84).

1.2. Армоцементными конструкциями принято называть тонкостенные железобетонные конструкции (толщина до 30 мм), изготовляемые из мелкозернистого бетона, в качестве арматуры которых применяются: частые тонкие, сварные или плетеные проволочные сетки, равномерно распределенные по сечению элемента (сетчатое армирование); частые тонкие тканые, сварные или плетеные проволочные сетки, равномерно распределенные по сечению, в сочетании со стержневой или проволочной арматурой (комбинированное армирование) (рис. 1).

1.3. Армоцементные конструкции, как правило, должны применяться в неагрессивной среде.

Армоцементные конструкции допускается применять в слабоагрессивной газообразной среде при толщине защитного слоя бетона для арматуры согласно требованиям СНиП 2.03.03—85 при защите сетки и проволоки цинковым покрытием толщиной не менее 30 мкм или защите поверхности лакокрасочным покрытием согласно требованиям, установленным СНиП 2.03.11—85, а в слабоагрессивной твердой среде при одновременной защите соответственно арматуры и поверхности конструкции.

Рис. 1. Армирование армоцементных конструкций

а — сетчатое; *б* — комбинированное; *1* — частые тонкие тканые сетки; *2* — частые тонкие сварные сетки; *3* — стержневая или проволочная арматура; *4* — сетки плетеные

1.4. Наружные кровельные и ограждающие армоцементные элементы, эксплуатируемые в условиях отсутствия агрессивной среды, выполненные с учетом п. 2.1 СНиП 2.03.03—85 к качеству мелкозернистого бетона, толщине и армированию защитного слоя бетона для арматуры, допускается применять без оцинковки арматуры и устройства защитных покрытий.

1.5. Выбор конструктивных решений армоцементных конструкций *должен производиться исходя из технико-экономической* целесообразности применения таких конструкций в конкретных условиях строительства с учетом максимального снижения их материалоёмкости, трудоемкости, энергоемкости и стоимости.

Армоцементные конструкции рекомендуется применять в элементах зданий и сооружений, для которых преимущественное значение имеют: снижение энергоемкости, снижение собственного веса, уменьшение расхода стали и бетона благодаря применению эффективного утеплителя, уменьшение раскрытия трещин и обеспечение водонепроницаемости бетона.

1.6. При выборе конструктивных решений должны учитываться методы изготовления, *монтажа и условия эксплуатации* конструкций.

Форма и размеры элементов должны предусматриваться исходя из наиболее полного использования свойств армоцементных конструкций, возможности заводского механизированного изготовления, удобства транспортирования и монтажа конструкции или монолитного возведения.

1.7. Армоцементные конструкции рекомендуется выполнять из унифицированных элементов, в том числе из плоских листов, при-

давая им в необходимых случаях пространственную форму путем сгиба. Из армоцементных листов целесообразно создавать однослойные и трехслойные элементы ограждающих конструкций, несъемную опалубку монолитных пространственных конструкций покрытий и перекрытий.

1.8. Экономически целесообразно применять армоцементные конструкции в чердачных покрытиях неотапливаемых и отапливаемых зданий и навесах без рулонной гидроизоляции, в конструкциях для которых существенное значение имеют снижение веса, уменьшение трудоемкости устройства и стоимости. Проектирование облегченных армоцементных конструкций в комплексных безрулонных покрытиях должно предусматривать применение легкого эффективного утеплителя.

1.9. Армоцементные конструкции допускается применять в качестве несъемной опалубки для массивных монолитных железобетонных конструкций с обеспечением в случае необходимости специальных мероприятий для надежной совместной ее работы с бетоном основной конструкции.

1.10. Армоцементная несъемная опалубка может иметь достаточно прочное соединение на сдвиг по линии контакта опалубки с монолитным бетоном при соответствующей подготовке омоноличиваемой поверхности в классе бетона несъемной опалубки выше на порядок, чем монолитного, и выполнении требований п. 1.6 СНиП 2.03.03—85. Расчетную прочность на сдвиг по контуру «старого» и «нового» допускается применять по экспериментальным данным, но не более $R_{bq}=2R_{bt}$, где R_{bt} — прочность монолитного бетона.

1.11 (1.8) *. При проектировании сборных армоцементных конструкций особое внимание необходимо обращать на прочность и долговечность и технологичность соединений и узлов. Соединения и узлы сборных ограждающих конструкций должны удовлетворять также специальным требованиям к этим ограждениям (обеспечивать передачу усилий элементами несущих конструкций, выполнение теплотехнических требований, заданной деформативности и др.).

1.12 (1.9). Как правило, должен применяться беспетлевой подъем армоцементных конструкций.

1.13. Армоцементные листовые конструкции целесообразно проектировать с учетом применения кантователя и специальной траверсы для подъема, оборудованной стропами со скобами, захватывающими армоцементный лист за край с шагом не более 3 м. Возможно также применение для подъема армоцементных листов вакуумприсосов.

---

* Здесь и далее в скобках даны номера пунктов СНиП 2.03.03—85.

ПРИМЕРЫ АРМОЦЕМЕНТНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

1.14. Тонкостенные армоцементные конструкции могут применяться в покрытиях, перекрытиях, подвесных потолках, стенах, перегородках и других частях зданий и сооружений, в инженерных конструкциях в виде лотков небольшой емкости для жидких и сыпучих материалов, элементов санитарно-технического оборудования, декоративных элементов и т. п. Армоцементные конструкции проектируются, как правило, из элементов заводского изготовления.

1.15. В ряде случаев исходя из местных условий армоцементные конструкции целесообразно проектировать как монолитные, выполняемые без опалубки с нанесением мелкозернистого бетона на частые сетки пневмонабрызгом или вручную.

1.16. Для сводчатых конструкций массового строительства целесообразно предусматривать элементы двоякой кривизны (рис. 2) или цилиндрические ребристые элементы (рис. 3) шириной 2—3 м, длиной до 24 м и толщиной 2—3 см. Из элементов двоякой кривизны могут собираться волнистые своды пролетом до 48 м.

1.17. Складчатые элементы шириной 1—1,5 м, длиной до 8 м, толщиной до 25 мм применяются для покрытия с соединениями швом внахлестку (рис. 4). Складки изготавливаются методом сгиба свежеотформованного листа, имеют комбинированное армирование сетками и продольными проволоками из стержней класса B_p-I диа-

Рис. 2. Сборные сводчатые покрытия пролетом 12—18 м с безрулонной кровлей из армоцементных элементов двоякой кривизны

метром 5—6 мм с монтажным (при длине складок до 3 м) или расчетным предварительным напряжением. Складки могут применяться для крыш жилых зданий с чердаком, для павильонов и навесов без рулонной гидроизоляции и в качестве элементов стен неотапливаемых зданий и павильонов.

1.18. Трехслойные комплексные плоские (рис. 5) и цилиндрические (рис. 6) плиты из армоцементных листов и эффективного плитного утеплителя, укладываемые внахлестку (рис. 7), применяются в качестве скатного покрытия жилых зданий с теплым чердаком или бесчердачных безрулонных покрытий производственных зданий. Плиты имеют размер до 3×12 м. Армоцементные листы толщиной до 25—30 мм имеют комбинированное армирование, как правило, с предварительно напряженной арматурой класса $В_p$-II диаметром 5—6 мм. Стыки плит должны иметь уплотнение, удовлетворяющее требованиям паро- и теплоизоляции. В толще утеплителя рекомендуется устраивать вентилирующие продухи.

1.19. Армоцементный сборный или монолитный слой может быть применен в качестве индустриальной, устраиваемой на заводе стяжки по утеплителю для плит на пролет типа КЖС (рис. 8) или П. Сборный армоцементный лист может укладываться со сгибом на полужесткий или мягкий утеплитель. Предварительно напряженный армоцементный лист целесообразно применять для безрулонных покрытий.

1.20. Складчатые армоцементные призматические элементы могут применяться для большепролетных (до 36 м) покрытий с передачей распора на затяжки (рис. 9) или на опоры-контрфорсы (рис. 10). Из призматических армоцементных балочных складок могут проектироваться покрытия пролетом до 24 м (см. рис. 7).

1.21. Армоцементные пирамидальные элементы структуры (рис. 11) применяются для перекрытий и покрытий над зальными помещениями пролетом до 24 м. Армоцементные пирамиды размером до 1,5×1,5 м объединяются на заводе в блоки, например размером 3×9 м, из которых собираются с помощью сварки элементы балочного покрытия на пролет. В этих элементах может быть применена предварительно напряженная арматура. Армоцементные структурные плиты покрытия опираются на подстропильные балки на колонны или на стены.

Армоцементные слоистые панели для стен показаны на рис. 12. Из армоцементных листов могут быть выполнены как наружные, так и внутренние слои, а также соединительные стенки. Соединения между слоями обеспечиваются заделкой края сеток в бетон при послойном изготовлении панелей или с помощью сварки закладных деталей или монолитного керамзитобетонного ребра по контуру панели при сборке панелей из готовых листов.

1.22. Армоцементные плиты оболочки (рис. 13) находят применение в подвесных потолках покрытий с проходным межферменным этажом. Плиты-оболочки имеют размер 1,5×6 м, толщину 20 мм, комбинированное армирование и устраиваются с проемами для светового оборудования.

1.23. Панели армоцементных перегородок, которые могут быть однослойными волнистыми и коробчатыми (рис. 14), и многослойными слоистыми (рис. 15), применяются в зависимости от условий

Рис. 3. Сводчатое покрытие зданий пролетом 12—18 м с безрулонной кровлей из армоцементных цилиндрических элементов

Рис. 4. Армоцементные предварительно напряженные складки

Рис. 5. Трехслойные плоские плиты безрулонного покрытия
1 — нижний лист; *2* — верхний лист

Рис. 6. Трехслойные цилиндрические плиты безрулонного покрытия

Рис. 7. Общий вид и разрез вдоль ската безрулонного покрытия из трехслойных плит
1 — трехслойная плита, *2* — железобетонное ребро; *3* — водоприемный лоток

Рис. 9. Схема армоцементного свода покрытия с затяжкой
1 — армоцементные волнистые элементы свода; *2* — плита-утеплитель и гидроизоляция; *3* — опорная балка; *4* — подстропильная балка

Рис. 10. Схема армоцементного волнистого свода
1 — волнистые элементы свода

Рис. 8. Применение армоцементного листа в качестве выравнивающего слоя по утеплению и плитам, оболочкам на пролет

1 — несущая железобетонная плита-оболочка КЖС; *2* — армоцементный лист; *3* — утеплитель

Рис. 11. Структурная плита покрытия

1 — армоцементные пирамидальные элементы; *2* — железобетонная верхняя плита; *3* — железобетонная подстропильная балка

Рис. 12. Слоистая стеновая панель

1 — армоцементный наружный лист; *2* — утеплитель; *3* — разделительный элемент; *4* — керамзитобетонный слой

Рис. 13. Сводчатая плита подвесного потолка

Рис. 14. Армоцементные панели перегородки
а — волнистая; *б* — коробчатая

Рис. 15. Схема слоистой армоцементной звукоизолирующей панели перегородки
1 — армоцементный лист; *2* — минераловатные плиты

эксплуатации. Слоистые армоцементные перегородки, в том числе с утеплителем между армоцементными листами, обладают более высокими показателями звукоизоляции и огнестойкости.

ОСНОВНЫЕ РАСЧЕТНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ

1.24. (1.10). Армоцементные конструкции должны удовлетворять требованиям расчета по несущей способности (предельные состояния первой группы) и по пригодности к нормальной эксплуатации (предельные состояния второй группы) согласно положениям

СНиП 2.03.01—84 и настоящих норм, учитывающих особенности армоцементных конструкций: а) дисперсность армирования; б) тонкостенность конструкций; в) уменьшенный защитный слой бетона.

1.25. (1.11). Расчет армоцементных конструкций должен производиться на все возможные неблагоприятные сочетания нагрузок от собственного веса и внешней нагрузки с учетом продолжительности их воздействия для всех стадий работы конструкции: изготовления, транспортирования, возведения и эксплуатации.

1.26. Значения нагрузок и воздействий коэффициентов перегрузок, коэффициентов сочетаний, а также разделение нагрузок на постоянные и временные (длительные, кратковременные, особые) должны приниматься в соответствии с требованиями СНиП 2.01.07—85 и с учетом дополнительных указаний СНиП 2.03.01—84.

Нагрузки, учитываемые при расчете армоцементных конструкций по образованию и раскрытию трещин, следует принимать согласно указаниям п. 1.28, а учитываемые при расчете по деформациям — согласно СНиП 2.03.01—84.

1.27. Сборные армоцементные конструкции рассчитываются на воздействия усилий при их подъеме и транспортировании. При этом коэффициент динамичности принимается равным: при транспортировании — 1,5; при подъеме и монтаже — 1,3.

1.28. (1.13). В зависимости от условий, в которых работает конструкция, и от вида применяемой арматуры к трещиностойкости армоцементных конструкций предъявляют требования соответствующих категорий: 1-я категория — не допускается образование трещин; 2-я категория — допускается ограниченное по ширине непродолжительное и продолжительное раскрытие трещин.

Категории требований к трещиностойкости армоцементных конструкций в зависимости от условий их работы и вида арматуры, а также значения предельно допустимой ширины раскрытия трещин приведены в табл. 1.

Нагрузки, учитываемые при расчете армоцементных конструкций по образованию и раскрытию трещин, должны приниматься согласно табл. 2.

Категории требований к трещиностойкости армоцементных конструкций относятся к нормальным и наклонным к продольной оси элемента трещинам.

Во избежание раскрытия продольных трещин должны приниматься конструктивные меры (установка соответствующей сетчатой арматуры), а для предварительно напряженных элементов, кроме того, значения сжимающих напряжений в бетоне в стадии предварительного обжатия должны быть ограничены, см. п. **1.53. (1.23).**

Таблица 1

Условия работы элементов конструкций	Категория требований к трещиностойкости армоцементных конструкций и предельно допустимая ширина a_{crc1} и a_{crc2} раскрытия трещин при армировании, мм				
	комбинированном		сетчатом	комбинированном	
	сетками и стержневой арматурой классов А-I, А-II, А-III и с проволочной арматурой класса Вр-I	оцинкованными сетками и оцинкованной проволочной арматурой классов В-II, Вр-II, К-7		сетками со стержневой арматурой классов А-IV, А-V с проволочной арматурой классов В-II и Вр-II, К-7 при диаметре проволоки 4 мм и более	сетками и стержневой арматурой класса Ат-VI, проволочной арматурой классов В-II, Вр-II и К-7 при диаметре проволоки менее 4 мм
С полностью растянутым или частично сжатым сечением, воспринимающим давление жидкостей или газов	2-я категория $a_{crc1}=0{,}05$ $a_{crc2}=0{,}03$	2-я категория * $a_{crc1}=0{,}05$ $a_{crc2}=0{,}03$	1-я категория ** — —	1-я категория — —	1-я категория — —
Эксплуатируемые в отапливаемых зданиях с относительной влажностью воздуха помещений выше 75 %, а также на открытом воздухе и в неотапливаемых зданиях в условиях увлажнения атмосферными осадками	2-я категория $a_{crc1}=0{,}1$ $a_{crc2}=0{,}05$	2-я категория $a_{crc1}=0{,}12$ $a_{crc2}=0{,}06$	1-я категория ** — —	1-я категория — —	1-я категория — —

Продолжение табл 1

Условия работы элементов конструкций	Категория требований к трещиностойкости армоцементных конструкций и предельно допустимая ширина a_{crc1} и a_{crc2} раскрытия трещин при армировании, мм				
	комбинированном		сетчатом	комбинированном	
	сетками и стержневой арматурой классов А-I, А-II, А-III и с проволочной арматурой класса Вр-I	оцинкованными сетками и оцинкованной проволочной арматурой классов В-II, Вр-II, К-7		сетками со стержневой арматурой классов А-IV, А-V с проволочной арматуой классов В-II и Вр-II, К-7 при диаметре проволоки 4 мм и более	сетками и стержневой арматурой класса Ат-VI, проволочной арматурой классов В-II, Вр-II и К-7 при диаметре проволоки менее 4 мм
Эксплуатируемые в отапливаемых зданиях с относительной влажностью внутреннего воздуха помещений св. 60 до 75 %	2-я категория $a_{crc1}=0,15$ $a_{crc2}=0,1$	2-я категория $a_{crc1}=0,15$ $a_{crc2}=0,1$	2-я категория $a_{crc1}=0,07$ $a_{crc2}=0,05$	2-я категория $a_{crc1}=0,07$ $a_{crc2}=0,05$	1-я категория — —
Эксплуатируемые в отапливаемых зданиях с относительной влажностью внутреннего воздуха помещений до 60 % и при отсутствии возможности систематического увлажнения конструкции конденсатом	2-я категория $a_{crc1}=0,2$ $a_{crc2}=0,15$	2-я категория $a_{crc1}=0,22$ $a_{crc2}=0,15$	2-я категория $a_{crc1}=0,15$ $a_{crc2}=0,1$	2-я категория $a_{crc1}=0,15$ $a_{crc2}=0,1$	2-я категория $a_{crc1}=0,05$ $a_{crc2}=0,03$

* Категория требований к трещиностойкости принята при защитном покрытии сеток оцинковкой в 30 мкм.
** Применение сетчатого армирования допускается при специальном обосновании.

Таблица 2

Категория требований к трещиностойкости армоцементных конструкций	Нагрузки и коэффициент надежности по нагрузке γ_f, принимаемый при расчете		
	по образованию трещин	по раскрытию трещин	
		непродолжительному	продолжительному
1-я	Постоянные, длительные и кратковременные нагрузки при $\gamma_f > 1$ *	—	—
2-я	Постоянные, длительные и кратковременные нагрузки при $\gamma_f = 1$ (расчет производится для выяснения необходимости проверки по раскрытию трещин)	Постоянные, длительные и кратковременные нагрузки при $\gamma_f = 1$	Постоянные и длительные нагрузки при $\gamma_f = 1$

* Коэффициент надежности по нагрузке γ_f принимается как при расчете на прочность

Примечания: 1. Длительные и кратковременные нагрузки принимаются с учетом указаний, изложенных в п 1.12 СНиП 2.03.01—84.
2. Особые нагрузки учитываются при расчете по образованию трещин, приводящих к катастрофам (взрыв, пожар и т. п.).

25175

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

1.29 (1.14). Усилия в статически неопределимых армоцементных конструкциях от нагрузок и вынужденных перемещений (вследствие изменения температуры, влажности бетона, смещения опор и т. п.) при расчете по предельным состояниям первой и второй групп следует, как правило, определять с учетом неупругих деформаций бетона и арматуры и наличия трещин, а также с учетом в необходимых случаях деформированного состояния как отдельных элементов, так и конструкций.

Для конструкций, методика расчета которых с учетом неупругих свойств армоцемента не разработана, а также на промежуточных стадиях расчета (итерационные методы, метод поправочных коэффициентов и т. п.) усилия в статически неопределимых конструкциях допускается определять в предположении их линейной упругости.

1.30. Расчет конструкций, усилия в сечениях которых были определены с использованием упругих методов расчета, должен выполняться с учетом возможного перераспределения усилий в статически неопределимой конструкции после раскрытия трещин.

Такими зонами перераспределения в оболочках покрытий являются приконтурные зоны.

1.31. Статический расчет армоцементных конструкций в виде оболочек и складок должен производиться как тонкостенных пространственных конструкций.

1.32. (1.16). При расчете по прочности армоцементных конструкций на воздействие сжимающей продольной силы N необходимо учитывать случайный эксцентриситет e_a согласно требованиям СНиП 2.03.01—84.

1.33. Определение прогибов армоцементных конструкций следует производить согласно требованиям пп. 4.8—4.16 СНиП 2.03.03—85 и СНиП 2.03.01—84.

Значения предельных допустимых прогибов следует принимать в соответствии с п. 1.20 СНиП 2.03.01—84.

1.34. Среднюю плотность мелкозернистого бетона, учитываемую при расчете армоцементных конструкций, следует принимать равной 2300 кг/м^3. Средняя плотность армоцемента при двух сетках принимается равной 2400 кг/м^3; при наличии большого количества сеток среднюю плотность армоцемента следует увеличивать на 50 кг/м^3 на каждую дополнительную сетку.

1.35. Расстояния между температурно-усадочными швами армоцементных конструкций покрытий должны устанавливаться, как правило, расчетом их напряженно деформированного состояния от этих воздействий.

ДОПОЛНИТЕЛЬНЫЕ УКАЗАНИЯ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

1.36. Предварительно напряженные армоцементные конструкции следует проектировать в соответствии с требованиями СНиП 2.03.01—84 и с учетом дополнительных указаний пп. 1.36—1.41. Сетки в сечении преднапряженных армоцементных конструкций должны учитываться в схеме усилий так же, как ненапрягаемая арматура.

1.37. (1.21). В случае если сжатая при эксплуатационных нагрузках зона предварительно напряженных элементов не обеспечена расчетом от образования трещин, нормальных к продольной оси, в стадиях изготовления, транспортирования и возведения следует

Таблица 3

Факторы, вызывающие потери предварительного напряжения арматуры	Значения потерь предварительного напряжения, МПа, при натяжении арматуры		
	на упоры		на бетон
Усадка мелкозернистого бетона группы:	Бетон естественного твердения	Бетон, подвергнутый тепловой обработке при атмосферном давлении	Независимо от условий твердения бетона
А классов В35 и ниже	52	45	40
А класса В40	65	52	40
Б классов В45 и ниже	75	60	50
В » В35 » »	40	35	50
класса В40	50	40	40
» В45	60	50	40

Продолжение

Факторы, вызывающие потери предварительного напряжения арматуры	Значения потерь предварительного напряжения, МПа, при натяжении арматуры	
	на упоры	на бетон
Ползучесть мелкозернистого бетона группы:		
А	$150\,\alpha\,\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}}\,1{,}3$ при $\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} \geqslant 0{,}75$; $300\,\alpha\left(\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} - 0{,}375\right)1{,}3$ при $\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} > 0{,}75$, где σ_{bp} — напряжение в бетоне, вычисленное с учетом потерь по поз. 1—6; α — коэффициент, принимаемый равным: для бетона естественного твердения — 1; для бетона, подвергнутого тепловой обработке при атмосферном давлении, — 0,85.	
Б	$150\,\alpha\,\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}}\,1{,}5$ при $\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} \leqslant 0{,}75$; $300\,\alpha\left(\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} - 0{,}375\right)1{,}5$ при $\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} > 0{,}75$;	
В	$150 \cdot 0{,}85\,\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}}$ при $\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} \leqslant 0{,}75$; $300 \cdot 0{,}85\left(\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} - 0{,}375\right)$ при $\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} > 0{,}75$.	

учитывать снижение трещиностойкости растянутой при эксплуатации зоны элементов, а также увеличение их кривизны.

В элементах, рассчитываемых на воздействие многократно повторяющейся нагрузки, образование таких трещин не допускается.

1.38. Потери предварительного напряжения арматуры для армоцементных конструкций должны определяться согласно требованиям СНиП 2.03.01—84 как для мелкозернистого бетона.

Для упрощения вычислительных работ потери от усадки и ползучести приведены в табл. 3.

1.39. (1.23). Сжимающие напряжения в бетоне в стадии предварительного обжатия σ_{bp} не должны превышать величины (в долях от передаточной прочности бетона R_{bp}), указанных в СНиП 2.03.01—84.

Значения σ_{bp} определяются на уровне крайнего сжатого волокна бетона с учетом потерь предварительного напряжения арматуры по СНиП 2.03.01—84 и при коэффициенте точности натяжения арматуры γ_{sp}, равном единице.

1.40. (1.24). В предварительно обжатой зоне сечения армоцементных элементов площадь сечения сетчатой или комбинированной ненапрягаемой арматуры должна быть минимальной. Сетки должны располагаться симметрично относительно напрягаемой арматуры.

1.41. (1.25). На концевых участках предварительно напряженных элементов армоцементных конструкций с арматурой без анкеров, к которым предъявляются требования 2-й категории трещиностойкости, в пределах длины зоны передачи напряжений не допускается образование трещин при действии постоянной, длительной и кратковременной нагрузок, вводимых в расчет с коэффициентом надежности по нагрузке γ_f, принимаемым по табл. 2.

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

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

Усилие предварительного обжатия P и эксцентриситет его при-

Рис. 16. Схема усилий предварительного напряжения в арматуре и сетках в поперечном сечении армоцементного элемента

а — изгибаемого сечения; *б* — внецентренно сжатого сечения; *в* — внецентренно растянутого сечения; *г* — от действия предварительного напряжения

ложения e_{op} относительно центра тяжести приведенного сечения (рис. 16) определяются по формулам:

$$P=\sigma_{sp}A_{sp}+\sigma'_{sp}A'_{sp}-\sigma_sA_s-\sigma'_sA'_s-\sigma_mA_m-\sigma'_mA'_m; \qquad (1)$$

$$e_{op}=(\sigma_{sp}A_{sp}y_{sp}+\sigma'_sA'_sy'_s-\sigma'_{sp}A'_{sp}y'_{sp}-\sigma_sA_sy_s-$$
$$-\sigma_mA_my_m-\sigma'_mA'_my'_m)/P, \qquad (2)$$

где σ_s, σ'_s, σ_m, σ'_m — напряжения в ненапрягаемой арматуре соответственно s, s' и сетках, вызванные усадкой и ползучестью бетона; y_{sp}, y'_{sp}, y_s, y'_s, y_m, y'_m — расстояния от центра тяжести приведенного сечения до точек приложения равнодействующих усилий соответственно в напрягаемой и ненапрягаемой арматуре s, s' и сетках (рис. 16).

При криволинейной напрягаемой арматуре значения σ_{sp} и σ'_{sp} умножают соответственно на $\cos\theta$ и $\cos\theta'$, где θ и θ' — углы наклона оси арматуры к продольной оси элемента (для рассматриваемого сечения).

Напряжения σ_{sp} и σ'_{sp} принимают: в стадии обжатия бетона — с учетом первых потерь, в стадии эксплуатации элемента — с учетом первых и вторых потерь.

Напряжения σ_s и σ'_s принимают численно равными: в стадии обжатия бетона — потерям напряжений от быстронатекающей ползучести по поз. 6 табл. 5 СНиП 2.03.01—84; в стадии эксплуатации элемента — сумме потерь напряжений от усадки и ползучести бетона по табл. 3.

2. МАТЕРИАЛЫ ДЛЯ АРМОЦЕМЕНТНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

МЕЛКОЗЕРНИСТЫЙ БЕТОН

2.1 (2.1). Для армоцементных конструкций, проектируемых в соответствии с требованиями настоящих норм, следует предусматривать конструкционный мелкозернистый бетон средней плотности от 2200 кг/м^3 с крупностью зерен до 5 мм в соответствии с ГОСТ 25192—82.

Бетон должен иметь водопоглощение не более 8 %.

Примечания: 1. Мелкозернистые пески, не удовлетворяющие требованиям ГОСТ 8736—85, допускается применять с использованием пластифицирующих добавок в количестве 0,25 % веса цемента. Обогащение мелкозернистых песков допускается производить смешиванием их с 50 % крупного песка или высевками с размером зерен не более $^1/_2$ размера ячейки сеток.
2 Для повышения морозостойкости армоцементных конструкций рекомендуется применять пластифицирующие добавки.

2.2 (2.2). Мелкозернистый бетон для армоцементных конструкций в зависимости от вида и условий их работы следует предусматривать следующих классов и марок:

а) классов по прочности на сжатие:

бетон группы А — естественного твердения или подвергнутый тепловой обработке при атмосферном давлении, на песке с модулем крупности свыше 2 — В20, В25, В30, В35 и В40;

бетон группы Б — естественного твердения или подвергнутый тепловой обработке при атмосферном давлении, на песке с модулем крупности 2 и менее — В20, В25 и В30;

бетон группы В — подвергнутый автоклавной обработке — В20, В25, В30, В35, В40, В45, В50, В55, В60.

Допускается применение бетона промежуточных классов В22,5 и В27,5 при условии, что это приводит к экономии цемента по сравнению с применением бетона соответственно классов В25 и В30

и не снижает другие технико-экономические показатели конструкции;

б) классов по прочности на осевое растяжение — $B_t1{,}6$; B_t2; $B_t2{,}4$; $B_t2{,}8$ и $B_t3{,}2$;

в) марок по морозостойкости — $F100$, $F150$, $F200$, $F300$, $F400$ и $F500$;

г) марок по водонепроницаемости — $W6$, $W8$, $W10$, $W12$.

Примечание. Определение понятий класс бетона и марки бетона см. ГОСТ 25192—82.

2.3. (2.3). Возраст бетона, отвечающий его классу по прочности на сжатие и осевое растяжение, назначается при проектировании исходя из возможных реальных сроков фактического загружения конструкций проектными нагрузками, способа возведения, условий твердения бетона. При отсутствии этих данных класс бетона устанавливается в возрасте 28 сут.

Значение отпускной прочности бетона в элементах сборных конструкций следует назначать в соответствии с указаниями ГОСТ 13015.0—83* и стандартов на конструкции конкретных видов.

2.4. Для предварительно напряженных армоцементных конструкций класс бетона по прочности на сжатие, в котором расположена напрягаемая арматура, должен приниматься в зависимости от вида и класса напрягаемой арматуры, ее диаметра и наличия анкерных устройств не ниже указанного в табл. 4.

Передаточная прочность бетона R_{bp} назначается в соответствии с требованиями СНиП 2.03.01—84.

Примечание. Передаточная прочность бетона R_{bp} (прочность бетона к моменту его обжатия) определяется на базовых образцах в

Таблица 4

Вид и класс напрягаемой арматуры	Класс бетона не ниже
Проволочная арматура классов:	
В-II с анкерами	B20
Вр-II без анкеров при диаметре проволоки:	
до 5 мм	B20
6 мм и более	B30
К-7 и К-19	B35
Стержневая арматура без анкеров диаметром 10—18 мм, классов:	
A-IV	B20
A-V	B25
A-VI	B30

Таблица 5

Условия работы конструкции		Минимальные марки бетона					
		по морозостойкости			по водонепроницаемости		
характеристика режима	расчетная зимняя температура наружного воздуха	конструкций для зданий и сооружений класса					
		I	II	III	I	II	III
Попеременное замораживание и оттаивание в водонасыщенном состоянии (например, конструкции без рулонных крыш и покрытий)	Ниже минус 40 °С	*F*300	*F*200	*F*150	*W*6	*W*4	*W*2
	Ниже минус 20 °С до минус 40 °С	*F*200	*F*150	*F*100	*W*4	*W*2	Не нормируется
	Ниже минус 5 °С до минус 20 °С	*F*150	*F*100	*F*75	*W*2	Не нормируется	
	Минус 5 °С и выше	*F*100	*F*75	*F*50	*W*2	Не нормируется	
Попеременное замораживание и оттаивание в условиях эпизодического водонасыщения (например, ограждающие конструкции стены)	Ниже минус 40 °С	*F*200	*F*150	*F*100	*W*4	*W*2	Не нормируется
	Ниже минус 20 °С до минус 40 °С	*F*100	*F*75	*F*50	*W*2	Не нормируется	
	Ниже минус 5 °С до минус 20 °С	*F*75	*F*50	Не нормируется			
	Минус 5 °С и выше	*F*50	Не нормируется				

соответствии с государственными стандартами с обеспеченностью 0,95.

2.5. (2.5). Класс мелкозернистого бетона, применяемого для защиты от коррозии и обеспечения сцепления с бетоном напрягаемой арматуры, должен быть не менее В20.

2.6. (2.6). Для замоноличивания стыков армоцементных конструкций класс бетона следует устанавливать в зависимости от условий работы соединяемых элементов, но не менее чем класс бетона соединяемых элементов.

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

2.8. Минимальные марки мелкозернистого бетона по морозостойкости и водонепроницаемости для армоцементных конструкций в зависимости от условий их работы должны приниматься в соответствии табл. 5.

НОРМАТИВНЫЕ И РАСЧЕТНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ МЕЛКОЗЕРНИСТОГО БЕТОНА

2.9. Нормативные и расчетные сопротивления мелкозернистого бетона, а также коэффициенты условий работы следует принимать в соответствии с указаниями СНиП 2.03.01—84.

Нормативные сопротивления мелкозернистого бетона R_{bn} и R_{btn} в зависимости от класса бетона В даны в табл. 6.

2.10. Расчетные сопротивления мелкозернистого бетона для предельных состояний первой R_b и R_{bt} и второй $R_{b,ser}$, $R_{bt,ser}$ групп определяются путем деления нормативных сопротивлений на соответствующие коэффициенты надежности по бетону при сжатии γ_{bc} или растяжении γ_{bt}, принимаемые при расчете по предельным состояниям первой группы $\gamma_{bc}=1{,}3$, при назначении класса бетона по прочности на сжатие $\gamma_{bt}=1{,}5$, на растяжение $\gamma_{bt}=1{,}3$ и для второй группы предельных состояний γ_{bc} и $\gamma_{bt}=1$.

2.11. Расчетные сопротивления мелкозернистого бетона R_b, R_{bt}, $R_{b,ser}$, $R_{bt,ser}$ (с округлением) в зависимости от класса бетона по прочности на сжатие и осевое растяжение приведены: для предельных состояний первой группы — соответственно в табл. 7 и 8, для второй группы — в табл. 6.

Расчетные сопротивления мелкозернистого бетона для предельных состояний первой группы R_b и R_{bt} снижаются (или повышаются) путем умножения на коэффициенты условий работы бетона γ_{bt},

Таблица 6

Вид сопротивления	Бетон	Нормативные сопротивления мелкозернистого бетона R_{bk} и R_{btk} и расчетные сопротивления для предельных состояний второй группы $R_{b,\,ser}$ и $R_{bt,\,ser}$, МПа (кгс/см²), при классе бетона								
		B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Сжатие осевое (призменная прочность) R_{bn}, $R_{b,\,ser}$	Мелкозернистый	15 (153)	18,5 (189)	22 (224)	25,5 (260)	29 (296)	32 (326)	36 (367)	39,5 (403)	43 (438)
Растяжение осевое R_{btn}; $R_{bt,\,ser}$	Мелкозернистый, группы А	1,4 (14,3)	1,6 (16,3)	1,8 (18,4)	1,95 (19,9)	2,1 (21,4)	—	—	—	—
	Б	1,15 (11,7)	1,35 (13,8)	1,5 (15,3)	—	—	—	—	—	—
	В	1,4 (14,3)	1,6 (16,3)	1,8 (18,4)	1,95 (19,9)	2,1 (21,4)	2,2 (22,4)	2,3 (23,5)	2,4 (24,5)	2,5 (25,5)

Таблица 7

Вид сопротивления	Бетон	Расчетные сопротивления мелкозернистого бетона для предельных состояний первой группы R_b и R_{bt}, МПа (кгс/см²), при классе бетона								
		B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Сжатие осевое (призменная прочность) R_b	Мелкозернистый	11,5 (117)	14,5 (148)	17 (173)	19,5 (199)	22 (224)	25 (255)	27,5 (280)	30 (306)	33 (336)
Растяжение осевое R_{bt}	Мелкозернистый, группы: А	90 (9,18)	1,05 (10,7)	1,2 (12,2)	1,3 (13,3)	1,4 (14,3)	—	—	—	—
	Б	0,77 (7,85)	0,9 (9,18)	1 (10,2)	—	—	—	—	—	—
	В	0,9 (9,18)	1,05 (10,7)	1,2 (12,2)	1,3 (13,3)	1,4 (14,3)	1,45 (14,8)	1,55 (15,8)	1,6 (16,3)	1,65 (16,8)

Примечания: 1. В скобках даны значения нормативных сопротивлений, кгс/см².
2. Группы мелкозернистых бетонов приведены в п. 2.2.

Таблица 8

Вид сопротивления	Расчетные сопротивления мелкозернистого бетона для предельных состояний первой группы R_{bt} при классе бетона по прочности на осевое растяжение				
	$B_t=1,6$	$B_t=2$	$B_t=2,4$	$B_t=2,8$	$B_t=3,2$
Растяжение осевое	$\frac{1,35}{12,7}$	$\frac{1,55}{15,8}$	$\frac{1,85}{18,9}$	$\frac{2,15}{21,9}$	$\frac{2,45}{25}$

Примечание. Над чертой указаны значения в МПа, под чертой — в кгс/см^2.

учитывающие особенности свойств бетона, длительность действия, многократную повторяемость нагрузки, условия к сжатию работы конструкции, способ ее изготовления, размеры сечения и т. п.

Значения коэффициентов условий работы γ_{bl} приведены в табл. 9.

Расчетные сопротивления мелкозернистого бетона для предельных состояний второй группы $R_{b,ser}$ и $R_{bt,ser}$ вводятся в расчет с коэффициентом условий работы бетона $\gamma_{bl}=1$.

Примечание. При использовании в расчетах промежуточных классов бетона по прочности на сжатие согласно п. 2.2 значение характеристик, приведенных в табл. 6—8, принимаются по линейной интерполяции.

2.12. Значения начального модуля упругости мелкозернистого бетона E_b при сжатии и растяжении принимаются по табл. 10. Для не защищенных от солнечной радиации конструкций, предназначенных для работы в климатическом подрайоне IVA согласно СНиП 2.01.01—82, значения E_b, указанные в табл. 10, следует умножать на коэффициент 0,85.

2.13 (2.12). Коэффициент линейной температурной деформации α_{bt} мелкозернистого бетона в интервале температур от минус 40 °С до плюс 50 °С принимается равным $1\cdot10^{-5}$ град$^{-1}$.

При наличии данных о минералогическом составе заполнителей, расходе цемента, степени водонасыщения, морозостойкости бетона и т. д. допускается принимать другие значения α_{bt}, обоснованные в установленном порядке. Для расчетной температуры ниже минус 40 °С и выше 50 °С значение α_{bt} принимается по экспериментальным данным.

2.14. Начальный коэффициент поперечной деформации бетона (коэффициент Пуассона) принимается равным 0,2, а модуль сдвига мелкозернистого бетона G — равным 0,4 соответствующего значения E_b.

Таблица 9

Факторы, обуславливающие введение коэффициента условий работы бетона	Коэффициенты условий работы бетона	
	условное обозначение	числовое значение
Длительность действия нагрузки	γ_{b1}	—
а) при учете постоянных, длительных и кратковременных нагрузок, кроме нагрузок непродолжительного действия, суммарная длительность действия которых за период эксплуатации мала (например, крановые нагрузки, нагрузки от крановых средств, ветровые нагрузки); нагрузки, возникающие при изготовлении, транспортировании и возведении, а также при учете особых нагрузок, вызванных деформациями просадочных, набухающих, вечномерзлых и подобных грунтов:		
для мелкозернистого бетона естественного твердения и подвергнутого тепловой обработке:		1
в условиях эксплуатации конструкций, благоприятных для нарастания прочности бетона (например, под водой, во влажном грунте или при влажности воздуха окружающей среды свыше 67 до 75 %)		
в остальных случаях		0,9
б) при учете в рассматриваемом сочетании кратковременных нагрузок (непродолжительного действия) или особых нагрузок *, не указанных в поз. 2а для всех видов бетона		1,1
Бетонирование в вертикальном положении (высота слоя бетонирования свыше 1,5 м) для мелкозернистого бетона	γ_{b2}	0,85
Попеременное замораживание и оттаивание при температуре, °С:	γ_{b3}	
а) в водонасыщенном состоянии		
ниже минус 40		0,7
ниже минус 20 до минус 40		0,85
ниже минус 5 до минус 20		0,9
минус 5 и выше		0,95
б) в условиях эпизодического водонасыщения		
ниже минус 40		0,9
минус 40 и выше		1

Факторы, обуславливающие введение коэффициента условий работы бетона	Коэффициенты условий работы бетона	
	условное обозначение	числовое значение
Влияние двухосного сложного напряженного состояния сжатие — растяжение на прочность бетона при отношении напряжений:	γ_{b4}	
+0		1
—0,5		0,9
—1		0,8
Эксплуатация не защищенных от солнечной радиации конструкций климатического подрайона IVA согласно СНиП 2.01.01—82	γ_{b5}	0,85
Стадия предварительного обжатия конструкций:	γ_{b6}	
а) с проволочной арматурой		1,1
б) со стержневой арматурой		1,2
Бетон для замоноличивания стыков элементов при толщине шва менее $^1/_5$ наименьшего размера сечения элемента и менее 10 см	γ_{b7}	1,15

* При введении дополнительного коэффициента условий работы, связанного с учетом особых нагрузок согласно указаниям соответствующих нормативных документов (например, при учете сейсмических нагрузок), принимается $\gamma_{b1}=1$.

Примечания: 1. Коэффициенты условий работы бетона по поз 1, 3, 5 должны учитываться при определении расчетных сопротивлений R_b и R_{bt}, по поз. 4 — при определении $R_{bt,ser}$, а по остальным позициям — только при определении R_b. 2. Для конструкций, находящихся под действием многократно повторяющейся нагрузки, коэффициент γ_{b1} учитывается при расчете прочности. 3. При расчете конструкций в стадии предварительного обжатия коэффициент γ_{b1} не учитывается. 4. Коэффициенты условий работы бетона вводятся независимо друг от друга, но при этом их произведение должно быть не менее 0,45. 5. Для мелкозернистого бетона в армоцементных конструкциях коэффициент условий работы бетона γ_{b8} принимается по специальным экспериментальным данным, но не более чем значение коэффициента γ_{b1} для тяжелого бетона по табл. 16 СНиП 2 03 01—84

Таблица 10

Бетон	Начальные модули упругости бетона при сжатии и растяжении $E_b \cdot 10^{-3}$ при классе бетона								
	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Мелкозернистый, группы: А — естественного твердения	22 / 224	24 / 245	26,0 / 265	27,5 / 280	28,5 / 290	—	—	—	—
подвергнутый тепловой обработке при атмосферном давлении	20 / 204	21,5 / 219	23 / 235	24 / 245	24,5 / 250	—	—	—	—
Б — естественного твердения	20 / 204	21,5 / 219	23 / 235	—	—	—	—	—	—
подвергнутый тепловой обработке при атмосферном давлении	17,5 / 178	19 / 194	20,5 / 209	—	—	—	—	—	—
В — подвергнутые автоклавной обработке	18 / 184	19,5 / 190	21 / 214	22 / 224	23 / 235	23,5 / 240	24 / 245	24,5 / 250	25 / 255

Примечания: 1. Над чертой указаны значения в МПа, под чертой — в кгс/см² 2. Группы мелкозернистого бетона приведены в п. 2.2. 3. Для напрягающего бетона значения E_b принимают, как для тяжелого бетона, с умножением на коэффициент $\alpha = 0{,}56 + 0{,}006\ B$.

АРМАТУРА

2.15 (2.14). Для армирования армоцементных конструкций необходимо применять:

а) тканые сетки по ГОСТ 3826—82*;

б) плетеные сетки по ГОСТ 2715—75*;

в) сварные сетки по ТУ 14 4-713-76;

г) стержневую и проволочную арматуру в соответствии с указаниями СНиП 2.03.01—84.

2.16 (2.15). Рекомендуемый сортамент тканых и сварных сеток приведен в табл. 1 прил. 1.

Примечание. Плетеные сетки по ГОСТ 2715—75* допускается применять в качестве конструктивной арматуры.

2.17 (2.16). Выбор стержневой и проволочной арматуры в зависимости от типа конструкции, наличия предварительного напряжения, условий воздействия и эксплуатации, а также выбор марок стали для закладных деталей следует производить в соответствии с указаниями СНиП 2.03.01—84.

НОРМАТИВНЫЕ И РАСЧЕТНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ АРМАТУРЫ

2.18. (2.17). Нормативные сопротивления стержневой и проволочной арматуры R_{sn}, а также коэффициенты условий работы арматуры должны приниматься согласно СНиП 2.03.01—84.

Расчетные сопротивления арматуры растяжению R_s для предельных состояний первой и второй групп следует принимать согласно СНиП 2.03.01—84. Расчетные сопротивления стержневой и проволочной арматуры сжатию, используемые при расчете армоцементных конструкций по предельным состояниям первой группы R_{sc}, принимаются равными соответствующим расчетным сопротивлениям арматуры растяжению R_s, но не более 390 МПа.

2.21. (2.18). За нормативное сопротивление проволоки сеток принимается наименьшее значение условного предела текучести, соответствующего остаточному относительному удлинению 0,2 % и принимаемого равным 0,8 временного сопротивления разрыву проволоки сеток. Допускается нормативное сопротивление проволок тканых и сварных сеток $R_{m,ser}$ принимать равным 245 МПа (2500 кгс/см²).

2.22. (2.19). Расчетное сопротивление сеток растяжению для предельных состояний первой и второй групп определяется делением нормативного сопротивления на коэффициент безопасности по материалу сеток, равный для предельных состояний первой группы 1,1.

2.23. Значения расчетных сопротивлений сеток растяжению для предельных состояний первой группы R_m и R_{mw}, а также сжатию R_{mc}, с учетом коэффициента условий работы 1,1, следует принимать по табл. 11, используемых при расчете по предельным состояниям первой группы.

Расчетное сопротивление сеток сжатию, используемое при расчете конструкций по предельным состояниям первой группы R_{mc}, принимается равным расчетному сопротивлению растяжения для предельных состояний первой группы R_m.

Расчетное сопротивление сеток сжатию R_{mc}, приведенное в табл. 11, необходимо дополнительно умножать на коэффициент условия работы сеток γ_{m2}, принимаемый в зависимости от коэффициента сетчатого армирования сжатой зоны элемента по табл. 12.

2.24. (2.21). Расчетное сопротивление сеток в элементах, подвергающихся воздействию многократно повторяющихся нагрузок, следует принимать с коэффициентом условий работы по СНиП 2.03.01—84 как для арматуры класса А II.

2.25. (2.22). Модуль упругости сеток E_m следует принимать равным 150 000 МПа (1 500 000 кгс/см²), а модуль упругости стерж-

Таблица 11

Вид сеток	Расчетные сопротивления сеток для предельных состояний первой группы			
	Диаметр проволоки, мм	растяжению		сжатию R'_{mc}
		продольных проволок; поперечных проволок при расчете наклонных сечений на действие изгибающего момента R_m	поперечных проволок при расчете наклонных сечений на действие поперечной силы R_{mw}	
Тканая по ГОСТ 3826—82*	0,7 1 1,1 1,2	$\frac{245}{2500}$	$\frac{206}{2100}$	$\frac{245}{2500}$
Сварная по ТУ 14-4-713-76	0,5			

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

Таблица 12

Коэффициент сетчатого армирования сжатой зоны сечения	Коэффициент γ_{m2}
Менее 0,015	1
0,015—0,025	0,75

невой и проволочной арматуры E_s — согласно требованиям СНиП 2.03.01—84.

2.26 (2.23). Длину зоны передачи напряжений l_p для напрягаемой арматуры без анкеров следует определять согласно указаниям СНиП 2.03.01—84.

3. РАСЧЕТ АРМОЦЕМЕНТНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ ПЕРВОЙ ГРУППЫ

3.1 (3.1). Расчет элементов армоцементных конструкций по прочности должен производиться для сечений, нормальных к продольной оси, а также для наклонных к ней сечений наиболее опас-

ного направления Кроме того, необходимо выполнить расчет указанных элементов на местное действие нагрузки (смятие и продавливание).

Расчет элементов армоцементных конструкций на местное действие нагрузки следует производить в соответствии с требованиями СНиП 2.03.01—84.

3.2 (3.2). Сетки, а также ненапрягаемую и напрягаемую стержневую или продольную арматуру, если расстояние между стержнями арматуры не превышает $10t$ (t — толщина рассматриваемого сечения), при расчете по прочности сечений армоцементных конструкций следует принимать равномерно распределенными по сечению элемента с коэффициентом приведенного армирования, определяемым по формулам:

для растянутой зоны

$$\mu_{m1}=\mu_m+\mu_s R_s/R_m+\mu_{sp}R_{sp}/R_m; \qquad (3)$$

для сжатой зоны

$$\mu'_{m1}=\mu'_m+\mu'_s R_{sc}/R_{mc}+\mu'_{sp}R_{spc}/R_{mc}, \qquad (4)$$

где μ_m, μ'_m — коэффициенты сетчатого армирования, равные:

$$\mu_m=A_m/t, \qquad \mu'_m=A'_m/t, \qquad (5)$$

μ_s, μ'_s — коэффициенты армирования стержневой и проволочной арматурой, равные:

$$\mu_s=A_{s1}/A, \qquad \mu'_s=A'_{s1}/A \qquad (6)$$

μ_{sp}, μ'_{sp} — коэффициенты армирования преднапряженной арматурой:

$$\mu_{sp}=A_{p1}/A; \qquad \mu'_{sp1}=A'_{sp1}/A, \qquad (7)$$

A_m, A'_m — площади сечения сеток на единицу длины соответственно в растянутой и сжатой зонах; A_{s1}, A'_{s1} — площади сечения ненапрягаемой стержневой арматуры на данном участке поперечного сечения элемента соответственно в растянутой и сжатой зонах; R_s, R_{sp} — расчетные сопротивления арматуры соответственно обычной и преднапряженной растяжению; A_{sp1}, A'_{sp1} — площади сечения напрягаемой арматуры соответственно в растянутой и сжатой зонах; R_{sc}, R_{spc} — расчетные сопротивления арматуры соответственно обычной и преднапряженной сжатию; A — площадь поперечного сечения на данном участке; t — толщина элемента на рассматриваемом участке сечения.

На участках сечения, где расстояния между арматурными стержнями свыше $10t$, усилия в стержневой и проволочной арматуре должны учитываться для каждого стержня раздельно.

РАСЧЕТ ПО ПРОЧНОСТИ СЕЧЕНИЙ, НОРМАЛЬНЫХ К ПРОДОЛЬНОЙ ОСИ ЭЛЕМЕНТА

3.3 (3.3). Предельные усилия в сечении, нормальном к продольной оси элемента, определяются исходя из следующих предпосылок (рис 17):

Рис. 17. Схема внутренних усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси элемента, при расчете на прочность

1 — сетки; *2* — стержневая или проволочная арматура, приведенная к равномерно распределенной по сечению элемента; *3* — сосредоточенная стержневая и проволочная арматура

сопротивление бетона растяжению принимается равным нулю;

сопротивление бетона сжатию выражается напряжениями, равными R_b, равномерно распределенными по сжатой зоне бетона;

напряжения в арматуре, расположенной в сжатой зоне бетона, принимаются постоянными и не более R_{mc}, R_{sc}, R_{pc};

растягивающие напряжения в арматуре принимаются постоянными по высоте растянутой зоны сечения и не более R_m, R_s, R_{sp}.

3.4 (3.4). Расчет сечений, нормальных к продольной оси элемента, когда внешняя сила действует в плоскости оси симметрии, должен производиться в зависимости от значения относительной высоты сжатой зоны бетона $\xi = x/h$, определяемого из условия равновесия и граничного значения относительной высоты сжатой зоны бетона ξ_R, при котором предельное состояние элемента наступает одновременно с достижением в растянутых сетках и в стержневой или проволочной арматуре напряжений, равных расчетным сопротивлениям.

3.5. Значение ξ_R определяется по формуле

$$\xi_R = \omega \Big/ \left[1 + \frac{\sigma_s}{\sigma_{sc,\,u}}\left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)\right], \qquad (8)$$

где ω — характеристика сжатой зоны бетона, определяемая для армоцементных конструкций из мелкозернистого бетона по формуле

$$\omega = 0,7 - 0,008R_b, \qquad (9)$$

Характеристику сжатой зоны мелкозернистого бетона ω для внецентренно сжатых армоцементных элементов с толщиной полки менее 0,04 м следует принимать

$$\omega = 0{,}5 - 0{,}008 R_b,$$

R_b — принимается в МПа; σ_s — напряжение в арматуре, МПа, принимаемое равным: для сеток R_m; для стержневой и проволочной арматуры классов: А-I, А-II, А-III, А-IIIв, Вр-I — $(R_s - \sigma_{sp})$; А-IV, А-V, А-VI, В-II, Вр-II, К-7 и К-19 — $(R_s + 400 - \sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp})$; В-II, Вр-II, К-7, К-19 — $(R_s + 400 - \sigma_{sp})$;
R_s — расчетное сопротивление растяжению стержневой и проволочной арматуры с учетом соответствующих коэффициентов условий работы арматуры γ_{si} принимается по СНиП 2.03.01—84; σ_{sp} — определяется при коэффициенте $\gamma_p < 1$ согласно указаниям СНиП 2.03.01—84; $\Delta\sigma_{sp}$ — принимается по СНиП 2.03.01—84; $\sigma_{sc,u}$ — предельное напряжение в арматуре сжатой зоны, принимаемое при $\gamma_{b1} \geqslant 1$ (см поз 1 табл. 9) равным 400 МПа, а для элементов из мелкозернистого бетона, если учитывается коэффициент $\gamma_{b1} < 1$ — равным 500 МПа. При расчете элементов в стадии обжатия значение $\sigma_{sc,u}$ принимается равным 330 МПа.

3.6. (3.6). Для напрягаемой арматуры, имеющей сцепление с бетоном и расположенной в зоне, сжатой от действия внешних усилий, расчетное сопротивление арматуры сжатию R_{sc} должно быть заменено напряжением σ_{sc} согласно СНиП 2.03.01—84.

ИЗГИБАЕМЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ ПРЯМОУГОЛЬНОГО, ТАВРОВОГО, ДВУТАВРОВОГО И КОЛЬЦЕВОГО СЕЧЕНИЙ

3.7. Расчет прямоугольных сечений с арматурой, приведенной к равномерно распределенной по сечению элемента (см. п. 3.2), когда внешняя сила действует в плоскости оси симметрии сечения (рис. 18) при $\xi = x/h < \xi_R$, должен производиться из условия

$$M \leqslant R_m \mu_{m1} A_t h/2, \tag{10}$$

при этом высота сжатой зоны x определяется по формуле

$$x = R_m \mu_m h / (R_{c1} + R_m \mu_{m1}), \tag{11}$$

где $A_t = (h - x) b$,

$$R_{c1} = R_b + \mu'_{m1} R_{cm}, \tag{12}$$

μ_{m1} — принимается согласно п. 3.1.

3.8. Расчет прямоугольных сечений, в которых наряду с арматурой, приведенной к равномерно распределенной (см. п. 3.2), имеется стержневая и проволочная арматура, сосредоточенная у растянутой и сжатой граней сечения (рис. 19), при $\xi = x/h \leqslant \xi_R$ должен производиться из условия

$$M \leqslant R_{c1} A_c (h - x/2 - a) - R_{sc} A'_c (h - a - a') - \\ - R_m \mu_{m1} A_t [(h - x)/2 - a], \tag{13}$$

где $A_c = xb$,

при этом высота сжатой зоны бетона определяется по формуле

$$x=(R_m\mu_{m1}A_t-R_{sc}A'_c+R_sA_s)/[(R_{c1}+R_m\mu'_{m1})b], \qquad (14)$$

где $R_{c1}=R_b+R_{mc}\mu'_{m1}$;

$$A_t=(h-x)b,$$

μ_{m1} — принимается согласно п. 3.2.

3.9. Расчет двутавровых сечений с арматурой, приведенной к равномерно распределенной (см. п. 3.2), имеющих полку в сжатой зоне, при $\xi=x/h\leqslant\xi_R$ должен производиться в зависимости от положения границы сжатой зоны бетона:

а) если граница сжатой зоны проходит в полке (рис. 20), т. е. соблюдается условие

$$R_{c1}A_{fc}\geqslant R_m\mu_{mf1}A_f+R_m\mu_{mw1}A_{wt}, \qquad (15)$$

расчет должен производиться по формуле

$$M\leqslant R_m\mu_{mf1}A_{ft}[h-(t_f+t'_f)/2]+R_m\mu_{mw1}A_w(h_w+t'_f)/2; \qquad (16)$$

б) если граница сжатой зоны проходит в ребре (рис. 21), т. е. условие (15) не соблюдается, расчет выполняется по формуле

$$M\leqslant R_{cf1}A_{fc}[h-(t_f+t'_f)/2]+R_{cw1}A_{wc}[h-(x+t_f)/2]-$$
$$-R_m\mu_{mw1}A_{wt}(h-x)/2. \qquad (17)$$

Высота сжатой зоны x определяется из условия

$$R_{cf1}A_{fc}+R_{cw1}A_{wc}=R_m\mu_{mf1}A_t+R_m\mu_{mw1}A_{wt}. \qquad (18)$$

В формулах (15)—(18):

$$R_{cf1}=R_b+R_{mc}\mu_{mf1};$$
$$R_{cw1}=R_b+R_{mc}\mu_{mw1};\ A_{fc}=b'_ft'_f;$$
$$A_{ft}=b_ft_f;\ A_w=t_wh_w;$$
$$A_{wc}=(x-t'_f)t_w;\ A_{wt}=(h-x-t_f)t_w.$$

Коэффициенты приведенного армирования стенки μ_{mw1}, сжатой полки μ'_{mf1} и растянутой полки μ_{mf1} принимаются в соответствии с п. 3.2.

3.10. Расчет тавровых сечений с полкой в сжатой зоне или приведенных к тавровым сечениям, в которых наряду с арматурой, приведенной к равномерно распределенной, имеется стержневая или проволочная арматура в растянутой зоне, при $\xi=x/h\leqslant\xi_R$ следует выполнять в зависимости от высоты сжатой зоны бетона:

→

Рис. 18. Схема усилий и эпюра напряжений в изгибаемых элементах прямоугольного сечения

а — при $b>h$; *б* — при $b<h$; 1 — сетки; 2 — стержневая или проволочная арматура, приведенная к равномерно распределенной по сечению элемента

Рис. 19. Схема усилий и эпюра напряжений в изгибаемых элементах прямоугольного сечения с сосредоточенной стержневой и проволочной арматурой

1 — сетки; *2* — стержневая или проволочная арматура, приведенная к равномерно распределенной по сечению элемента; *3* — сосредоточенная стержневая или проволочная арматура

Рис. 20. Схема усилий и эпюра напряжений в изгибаемых элементах двутаврового сечения при $x \leqslant t'_f$

1 — сетки; *2* — стержневая и проволочная арматура, приведенная к равномерно распределенной по сечению

Рис. 21. Схема усилий и эпюра напряжений в изгибаемых элементах двутаврового сечения при $x > t'_f$

1 — тонкие сетки; *2* — стержневая или проволочная арматура, приведенная к равномерно распределенной по сечению

а) если сжатая зона находится в пределах полки (рис. 22), т. е. соблюдается условие

$$R_{cf1} A_{cf} \geqslant R_m \mu_{mw1} A_w + R_s A_s \tag{19}$$

прочность сечения определяется из условия

$$M \leqslant R_m \mu_{mw1} A_w (h_w + t'_f)/2 + R_s A_s (h - t'_f/2 - a); \tag{20}$$

Рис. 22. Схема усилий и эпюра напряжений в изгибаемых элементах таврового сечения с полкой в сжатой зоне при $x \leq t'_f$

1 — тонкие сетки; *2* — стержневая или проволочная арматура, приведенная к равномерно распределенной по сечению элемента; *3* — сосредоточенная стержневая или проволочная арматура

Рис. 23. Схема усилий и эпюра напряжений в изгибаемых элементах таврового сечения с полкой в сжатой зоне при $x > t'_f$

1 — тонкие сетки; *2* — стержневая или проволочная арматура, приведенная к равномерно распределенной по сечению элемента; *3* — сосредоточенная стержневая или проволочная арматура

Рис. 24. Схема кольцевого сечения, принимаемая в расчете по прочности армоцементных элементов

б) если граница сжатой зоны выходит за пределы полки (рис. 23), т. е. условие (19) не выполняется, прочность сечения определяется из условия

$$M \leqslant R_{cf1} A_{cf} (h - t'_f/2 - a) + R_{cw1} A_{cw} [h - (x + t'_f)/2 + a] - \\ - R_m \mu_{mw1} A_{wt} [(h - x)/2 - a], \qquad (21)$$

при этом высота сжатой зоны x определяется из условия

$$R_{cf1} A_{fc} + R_{w1} A_{wc} = R_m \mu_{mw1} A_{wt} + R_s A_s. \qquad (22)$$

В формулах (19)—(22):

$$R_{cw1} = R_b + R'_{mc} \mu_{mw1};$$

$$A_{fc} = b'_f t'_f; \qquad A_w = t_w h_w;$$

$$A_{wc} = (x - t'_f) t_w;$$

$$A_{wt} = (h - x) t_w.$$

Коэффициенты приведенного армирования сжатой полки μ'_{mf1}, μ_{mf1}, μ_{mw1} принимаются согласно п. 3.2.

3.11 (3.11). Ширина сжатой полки b'_f тавровых и двутавровых сечений, вводимая в расчет в соответствии с пп. 3.9 и 3.10, принимается из условия, что ширина свободного свеса в каждую сторону от ребра должна быть не более 1/6 пролета элемента и не более:

а) 1/2 расстояния в свету между продольными ребрами при наличии поперечных ребер;

б) t'_f при отсутствии поперечных ребер или при расстоянии между ними большими, чем расстояние между продольными ребрами, при $t'_f \leqslant 0{,}1h$;

в) $6t'_{f1}$ при $t'_f \geqslant 0{,}1h$;

$3t'_f$ при $0{,}05t_f < t'_f < 0{,}1h$.

3.12 (3.12). Расчет кольцевых сечений (рис. 24) должен производиться:

а) при $R_m \mu_{mr1} > 0{,}38 R_{cr1}$

из условия

$$M \leqslant A_r \left[R_{cr1} \frac{\sin \pi \alpha_r}{\pi} + R_{mc} \mu_{mc1} (1 - 1{,}35\, \alpha_r)\, 1{,}6 \alpha_r \right] r_m, \qquad (23)$$

где $R_{cr1} = R_b + R_{mc} \mu_{mr1}$; $\quad A_r = 2\pi r_m t_w$;

$$\alpha_r = R_m \mu_{mr1} / (R_b + 3{,}35 R_m \mu_{mr1}), \qquad (24)$$

здесь r_m — радиус срединной поверхности стенки кольцевого элемента, равный:

$$r_m = (r_i + r_e)/2, \qquad (25)$$

r_m, r_i — радиусы соответственно наружной и внутренней граней кольцевого сечения;

μ_{mr1} — коэффициент приведенного армирования кольцевого сечения, определяемый в соответствии с п. 3.3;

б) при $R_m\mu_{mr1}<0{,}38R_{cr1}$

из условия

$$M \leqslant A_r\left(R_{cr1}\frac{\sin \pi\alpha_r}{\pi}+0{,}234R_m\mu_{mr1}\right)r_m; \qquad (26)$$

$$\alpha_r=0{,}73R_m\mu_{mr1}/(R_b+2R_m\mu_{mr1}); \qquad (27)$$

$$R_{cr1}=R_b+R'_{mc}\mu'_{mr1}. \qquad (28)$$

3.13. (3.13). При расчете по прочности изгибаемых элементов армоцементных конструкций рекомендуется соблюдать условие $x\leqslant\xi_R h$.

В случае когда площадь сечения растянутой арматуры по конструктивным соображениям или из расчета по предельным состояниям второй группы принята большей, чем это требуется для соблюдения условия $x\leqslant\xi_R h$, расчет следует производить по формулам (10), (13), (17), (20), (21), принимая $x=\xi_R h$.

ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА

Пример 1.

Дано. Прямоугольное сечение армоцементного элемента (рис. 25) с размерами $h=300$ мм и $b=90$ мм находится под действием изгибающего момента $M=0{,}3$ кН·м. Элемент выполнен из бетона класса В20 и армируется тканными сетками № 7-07 по ГОСТ 3826—82* в количестве восьми слоев, равномерно распределенных по сечению.

Требуется проверить прочность нормального сечения.

Расчет. В соответствии с п. 3.2 и данным табл. 1 прил. 1 определяем коэффициент сетчатого армирования μ при одной сетке на 1 см толщины сечения элемента $\mu=0{,}0050$; тогда коэффициент армирования элемента при восьми слоях сетки будет $\mu_m=8\mu/b=$ $=8\cdot0{,}0050/9=0{,}004$.

В соответствии с п. 3.7 прочность прямоугольного сечения с арматурой, приведенной к равномерно распределенной по сечению, проверяем по условию (10), а высоту сжатой зоны определяем по формуле (11)

$$x=R_m\mu_{m1}h/(R_{c1}+R_m\mu_{m1}),$$

где $R_m=245$ МПа (табл 11); $R_b=10{,}5$ МПа (табл. 7) при $\gamma_{b1}=$ $=0{,}9$ (табл 9)

по зависимости (12).

Рис. 25. Схема усилий и эпюра приведенных напряжений в изгибаемом элементе прямоугольного сечения, армированного ткаными сетками

$$R_{c1} = R_b + \mu_m R_{mc} = 10{,}5 + 0{,}004 \cdot 245 = 11{,}48 \text{ МПа}.$$

Тогда $x = 245 \cdot 0{,}004 \cdot 30/(11{,}48 + 245 \cdot 0{,}004) = 2{,}4$ см. Прочность сечения определяем из условия (10)

$$M \leqslant R_m \mu_m A_t h/2,$$

где $A_t = (h - x)b = (300 - 24)90 = 24\,840$ мм², тогда $M \leqslant 245 \cdot 0{,}004 \times \times 24\,840 \cdot 300/2 = 365\,148$ Н·мм.

Прочность элемента обеспечена, так как $M = 0{,}365$ кН·м $>$ $> 0{,}3$ кН·м. Проверяем условие $\xi = x/h \leqslant \xi_R$.

По формуле (8)

$$\xi_R = \omega \Big/ \left[1 + \frac{\sigma_s}{\sigma_{sc,u}}\left(1 - \frac{\omega}{1{,}1}\right)\right],$$

где по формуле (9) $\omega = 0{,}7 - 0{,}008 R_b = 0{,}7 - 0{,}008 \cdot 10{,}35 = 0{,}617$, тогда $\xi_R = 0{,}617/[1 + 245/500(1 - 0{,}617/1{,}1)] = 0{,}507$.

Предельное отношение высоты сжатой зоны будет равно:

$$\xi = 2{,}4/300 = 0{,}08 < 0{,}507.$$

Условие удовлетворяется.

Пример 2.

Дано. Поперечное сечение армоцементной складчатой панели (рис. 26), изгибающий момент $M=12{,}56$ кН·м. Приведенное сечение складки приведено на рис. 26, *б*.

Рис. 26. Сечения предварительно напряженной складчатой армоцементной панели покрытия

а — сечение панели; *б* — расчетное сечение

Панель изготовлена из мелкозернистого бетона класса В40. Прочность бетона панели $R_b=22$ МПа. Складчатая панель армируется:

двумя слоями сварных сеток для армоцемента № 12,5-0,5 по ТУ 14-4-713-76; коэффициент армирования при толщине стенки 20 мм $\mu_m=0{,}0014$;

ненапрягаемой арматурой в виде стальной низкоуглеродистой холоднотянутой проволоки класса Вр-I диаметром 3 мм ($A_s=$ $=4\ 0{,}0707=0{,}2828$ см^2);

напрягаемой арматурой из высокопрочной проволоки Вр-II диаметром 4 мм ($A_{sp}=4\cdot 12{,}56=50{,}24$ мм^2).

Расчетные и нормативные характеристики:

сварной сетки для армоцемента $R_m = 245$ МПа — табл. 11;

мелкозернистого бетона $R_b = 22$ МПа — табл. 7;

сварных сеток из стальной низкоуглеродистой холоднотянутой проволоки класса Вр-I, по СНиП 2.03.01—84 $R_s = 375$ МПа;

высокопрочной проволоки класса Вр-II $R_s = 1180$ МПа.

Требуется проверить прочность приведенного двутаврового сечения, нормального к продольной оси.

Расчет производится в зависимости от относительной высоты сжатой зоны бетона $\xi = x/h$.

Определяем граничное значение относительной высоты сжатой зоны бетона по формуле (8)

$$\xi_R = \omega / \left[1 + \frac{\sigma_s}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1} \right) \right],$$

где ω — характеристика сжатой зоны бетона, определяется для армоцементных конструкций из мелкозернистого бетона по формуле (9):

$$\omega = 0,7 - 0,008 R_b = 0,7 - 0,008 \cdot 22 = 0,524.$$

Значение предварительного напряжения в проволочной арматуре Вр-II принимаем $\sigma_{sp} = 1062$ МПа, тогда $\sigma_s = 1180 + 400 - 1062 = 518$ МПа, а $\sigma_{sc,u}$ принимаем по СНиП 2.03.01—84 равным 500 МПа. После подстановки

$$\xi_R = 0,524/[1 + 518/500(1 - 0,524/1,1)] = 0,524/1,545 = 0,34.$$

Определяем коэффициенты армирования:

сжатой полки сварными сетками и стальной низкоуглеродистой холоднотянутой проволоки

$$\mu'_{st} = A_{st}/(t'_f b'_f) = 28,28 : 250 : 20 = 0,00566;$$

растянутой полки — высокопрочной проволокой

$$\mu_s = 50,24/(740 \cdot 20) = 0,0038.$$

В соответствии с п. 3.2 определяем коэффициенты приведенного армирования:

верхний (сжатой) полки

$$\mu'_{mf1} = \mu_m + \mu_s R_{sc}/R_{mc} = 0,0014 + 0,00566 \cdot 375 : 245 = 0,01;$$

растянутой полки

$$\mu_{mf1} = \mu_m + \mu_p R_{ps}/R_{mc} = 0,0014 + 0,0038 \cdot 1180 : 245 = 0,0197;$$

Приведенная толщина вертикальной сетки $t_w = t/\sin 45° = 20 \cdot 2/0,7 = 56$ мм.

$\mu_{mw1} = 0,0014.$

Для определения положения нейтральной оси проверяем условие (15):

$$R_{c1}A_{cf} > R_m\mu_{mf1}A_{ft} + R_m\mu_{mw1}A_{wt};$$

$$R_{c1}A_{cf} = (22 + 245 \cdot 0{,}01)\,250 \cdot 20 = 122\,500 \text{ Н} >$$

$$> R_m\mu_{mf1}A_{ft} + R_m\mu_{mw1}A_{wt} =$$

$$= 245 \cdot 0{,}0014 \cdot 240 \cdot 56 + 245 \cdot 0{,}0197 \cdot 20 \cdot 740 = 117\,495{,}1 \text{ Н}.$$

Так как $122\,500 > 117\,495{,}1$, условие (15) соблюдается, нейтральная ось проходит в пределах верхней полки.

Принимая $x = t'_f$, условие предельной высоты сжатой зоны также выполняется, так как

$$\xi = x/h = 20/280 = 0.07 \quad \text{и} \quad \xi_R = 0{,}33.$$

Пользуясь формулой (16), определяем несущую способность сечения

$$M \leqslant R_m\mu_{mf1}A_{ft}[h - (t_f + t'_f)/2] + R_m\mu_{mw1}A_w(h_w + t'_f)/2 =$$

$$= 245 \cdot 0{,}0197 \cdot 740 \cdot 20\,[280 - (20 + 20) : 2] + 245 \cdot 0{,}0014 \cdot 56 \times$$

$$\times 240\,(240 + 20) : 2 = 19{,}122 \text{ кН м}.$$

$M_u = 12{,}56$ кН·м $< M = 19{,}122$ кН·м. Прочность нормального сечения складчатой панели обеспечена.

Пример 3.

Дано. Элемент таврового сечения с размерами $b'_f = 250$ мм; $t'_f = 20$ мм, $t_w = 30$ мм. $a = 20$ мм; $h = 600$ мм (рис. 27). Бетон мелкозернистый класса В40 ($R_b = 19{,}8$ МПа).

Арматура: две тканые сетки № 10-1 ГОСТ 3826—82*; стержневая арматура класса Вр 1; $\varnothing = 3$ мм; $R_s = 375$ МПа; шаг — 100 мм; сосредоточенная стержневая арматура класса А-III; $R_s = 365$ МПа; два стержня диаметром 10 мм. Изгибающий момент $M = 50$ кН·м.

Требуется проверить прочность сечения.

Расчет. Проверку прочности сечения производим согласно п. 3.10 из выражения (19)

$$R_{cft}A_{cf} \geqslant R_m\mu_{mw1}A_w + R_sA_s.$$

Определяем, проходит ли нейтральная ось в полке или в стенке. Определяем коэффициенты приведенного армирования согласно (п. 3.2). Коэффициенты армирования стержневой арматурой равны:

$$\mu_s = A_s/A_{bf} = 7{,}068 : (20 \cdot 100) = 0{,}0035;$$

$$\mu_{sw} = A_s/A_{bw} = 7{,}068 : (30 \cdot 100) = 0{,}0024.$$

Коэффициенты армирования, пользуясь данными табл. 1 прил. 1, при двух сетках в полке толщиной 20 мм равны: $\mu_{mf} = 0{,}0071$ и в двух сетках в стенке толщиной 30 мм $\mu_{mw} = 0{,}0047$.

Рис. 27. Сечение таврового элемента

1 — сетки № 12,5 по ТУ 14-4-713-76; *2* — стержневая арматура класса А-III

Тогда приведенные коэффициенты армирования:

$$\mu_{mf1}=\mu_{mf}+\mu_s R_s/R_m=0.0071+0{,}0035\cdot 365:245=0{,}0123;$$

$$\mu_{mw1}=\mu_{mw}+\mu_{sw}R_s/R_m=0{,}0047+0{,}0024\cdot 365:245=0{,}0083.$$

Приведенная прочность сжатой полки

$$R_{cf1}=R_b+R_{mc}\mu_{mf1}=19{,}8+245\cdot 0{,}0123=22{,}313.$$

Сечение сжатой полки равно:

$$A_{cf}=b'_f t'_f=250\cdot 20=5000\ \text{мм}^2,$$

а вертикальной стенки равно:

$$A_w=t_w h_w=580\cdot 30=17\,400\ \text{мм}^2.$$

Площадь стержневой арматуры

$$A_s=2\cdot 78{,}50=157\ \text{мм}^2.$$

После подстановки полученных величин в выражение (19) получаем $22{,}813\cdot 5000>245\cdot 0{,}0123\cdot 17\,400+365\cdot 157\,00$, т. е. граница сжатой зоны пересекает вертикальную стенку.

Прочность сечения определяем из выражения (21)

$$M \leqslant R_{cf1} A_{cf} (h - t'_f/2 - a) + R_{cw1} A_{wc} h_w - (x - 2a + t'_f)/2 - \\ - R_m \mu_{mw1} A_{wt} [(h - x)/2 - a].$$

Определяем приведенную прочность сжатой части стенки

$$R_{cw1} = R_b + R_{mc} \mu_{mw1} = 19{,}8 + 245 \cdot 0{,}0083 = 21{,}83 \text{ МПа}.$$

Высоту сжатой зоны x определяем из условия (22)

$$R_{cf1} A_{fc} + R_{cw1} A_{wc} = R_m \mu_{mw1} A_{wt} + R_s A_s.$$

После подстановки

$$22{,}813 \cdot 5000 + 21{,}82 \cdot 30x = 245 \cdot 0{,}0083 (17\,400 - 30x) + 365 \cdot 157.$$

Тогда $x = 47{,}1$ мм, а отношение к высоте сечения

$$\xi = x/h = 47{,}1/600 = 0{,}079; \quad \xi < \xi_R = 0{,}37.$$

Выполняя подстановку полученных величин в выражение (21), получаем

$$M = 22{,}83 \cdot 5000 (600 - 20/2 - 20) + 21{,}813 \cdot 27{,}1 [580 - (47{,}1 - \\ - 2 \cdot 20 + 20)/2] - 245 \cdot 0{,}0083 \cdot 17\,400 [(600 - 47{,}1)/2 - 20] 10^{-6} = \\ = 56{,}165 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Поскольку расчетный изгибающий момент в сечении превышает внешний изгибающий момент $M = 56{,}2$ кН·м > 50 кН·м, прочность сечения обеспечена.

Пример 4.

Дано. Элемент двутаврового сечения с размерами $b'_f = 800$ мм; $t'_f = 20$ мм; $h = 300$ мм; $t_w = 40$ мм; $t_f = 20$ мм; $b_f = 1000$ мм; бетон мелкозернистый класса В25 (при $\gamma_{b1} = 0{,}9$, $R_b = 13{,}05$ МПа); арматура класса $В_р$-1; $\varnothing = 5$ мм; шаг — 150 мм; $R_s = 360$ МПа; сетка тканая № 10-1; $R_m = 245$ МПа; коэффициент сетчатого армирования при одной сетке на 1 см $\mu_m = 0{,}0071$. Изгибающий момент $M = 9$ кН·м. Требуется проверить прочность сечения.

Расчет. Расчет ведем согласно указаниям п. 3.9. Предварительно согласно п. 3.2 определяем коэффициент приведенного армирования

$$\mu_{m1} = \mu_m + \mu_s R_s / R_m,$$

где коэффициент армирования проволочной арматурой верхней и нижней полки

$$\mu_s = A_s / A_b = 19{,}63 : (20 \cdot 150) = 0{,}00654.$$

Коэффициент армирования проволочной арматурой стенки

$$\mu_s = A_s / A_b = 19{,}53 : (40 \cdot 150) = 0{,}0033.$$

Тогда:

$$\mu'_{m1}=\mu'_m+\mu'_s R_s/R_m=0{,}0071+0{,}00654\cdot 360:245=0{,}0167;$$

$$\mu_{mw1}=\mu_m+\mu_s R_s/R_m=0{,}0071\cdot 0{,}5+0{,}0033\cdot 360:245=0{,}0083;$$

$$\mu_{mf1}=\mu_m+\mu_s R_s/R_m=0{,}0071+0{,}00654\cdot 360:245=0{,}0167.$$

Определяем предельное отношение высоты сжатой зоны из выражения (8)

$$\xi_R=\omega\Big/\left[1+\frac{\sigma_s}{\sigma_{sc,u}}\left(1-\frac{\omega}{1{,}1}\right)\right].$$

Для мелкозернистого бетона из выражения (9):

$$\omega_n=0{,}7-0{,}008R_b=0{,}7-0{,}008\cdot 13{,}05=0{,}596;$$

$$\xi_R=0{,}596/[1+360/500(1-0{,}596/1{,}1)]=0{,}448.$$

Высоту сжатой зоны x определяем из условия (18)

$$R_{cf1}A_{fc}+R_{cw1}A_{wc}=R_m\mu_{mf1}A_{ft}+R_m\mu_{mw1}A_{wt}.$$

Вычислим величины, входящие в это выражение с использованием п. 3.9:

$$R_{cf1}=R_b+R_{mc}\mu_{mf1}=13{,}05+245\cdot 0{,}0167=16{,}92\ \text{МПа};$$

$$R_{cw1}=R_b+R_{mc}\mu_{mw1}=13{,}05+245\cdot 0{,}083=15{,}08\ \text{МПа};$$

$$A_{cf}=b'_f t'_f=800\cdot 20=1600\ \text{мм}^2;$$

$$A_{ft}=b_f t_f=1000\cdot 20=20\,000\ \text{мм}^2;$$

$$A_w=h_w t_w=(300-20-20)\,40=10\,400\ \text{мм}^2;$$

$$A_{wc}=(x-t'_f)\,t_w=(x-20)\,40=40x-800;$$

$$A_{wt}=(h-x-t_f)\,t_w=(300-x-20)\,40=$$
$$=12\,000-40x-800=11\,200-40x.$$

Полученные величины подставляем в выражение (18):

$$16{,}92\cdot 1600+15{,}08(40x-800)=245\cdot 0{,}0167\cdot 20\,000+$$
$$+245\cdot 0{,}0083(11\,200-40x).$$

Высота сжатой зоны $x=131$ мм. Проверяем отношение $\xi=0{,}44<\xi_R=0{,}448$. Граница сжатой зоны проходит в ребре двутаврового сечения, и в соответствии с п. 3.9 прочность сечения определяем по формуле (17)

$$M\leqslant R_{cf1}A_{fc}[h-(t_f+t'_f)/2]+R_{cw1}A_{wc}[h-(x+t_f)/2]-$$
$$-R_m\mu_{w1}A_{wt}(h-x)/2;$$

после подстановки

$$M\leqslant 16{,}92\cdot 1600[300-(20+20)/2]+15{,}08\cdot 4440[30-(131+20)/2]-$$
$$-245\cdot 0{,}0083\cdot 5960(300-131)/2=9{,}60\cdot 10^6\ \text{Н}\cdot\text{мм}.$$

Так как расчетный момент в сечении $M=9{,}6$ кН·м $>M=9$ кН·м, прочность сечения обеспечена.

Пример 5.

Дано. Элемент кольцевого сечения с наружным радиусом $r_e=300$ мм и внутренним радиусом $r_i=260$ мм, бетон класса В25 ($R_b=13{,}05$ МПа, при $\gamma_{b1}=0{,}9$), армирование равномерное по периметру двумя сетками тканными № 10-1; $R_m=245$ МПа; шаг — 100 мм; класс B_p-I; $\varnothing=5$ мм; $R_s=360$ МПа. Расчетный изгибающий момент $M=40$ кН·м. Коэффициент армирования при одной сетке на 1 см $\mu_m=0{,}0071$. Требуется проверить прочность сечения.

Расчет. Проверяем условие $R_m\mu_{mr1}<0{,}38R_{cr1}$.

$$R_{cr1}=R_b+R'_{mc}\mu'_{mr1}=13{,}05+245\cdot0{,}0215=18{,}32 \text{ МПа};$$

$$\mu_{mr1}=\mu_m+\mu_sR_s/R_m=0{,}0071+0{,}00981\cdot360:245=0{,}0215;$$

$$\mu_s=A_s/A_b=19{,}63:(20\cdot100)=0{,}00981;$$

$$245\cdot0{,}0215<0{,}38\cdot18{,}32.$$

После подстановки $5{,}268<6{,}961$, т. е. условие выполнено. Прочность сечения определяем из формулы (26)

$$M\leqslant A_r\left(R_{cr1}\frac{\sin\pi\alpha_r}{\pi}+0{,}234\,R_{mc}\,\mu_{mc1}\right)r_m.$$

$$\alpha_r=0{,}73R_m\mu_{mr1}/(R_b+2R_m\mu_{mr1})=$$

$$=0{,}73\cdot245\cdot0{,}0215:(13{,}05+2\cdot245\cdot0{,}0215)=0{,}163039.$$

Радиус срединной поверхности

$$r_m=(r_i+r_e)/2=(260+300):2=280 \text{ мм},$$

площадь кольцевого сечения $A_r=2\pi_m r_m t_w=35\,168$ мм². Прочность кольцевого сечения

$$M\leqslant35\,168\,[18{,}32\cdot\sin180\cdot0{,}16304/3{,}14+0{,}234\cdot245\cdot0{,}0229]\,280=$$

$$=41\,050\,200 \text{ Н·мм}.$$

Поскольку $M=40$ кН·м $<41{,}05$ кН·м, прочность кольцевого сечения обеспечена.

Пример 6.

Дано. Элемент кольцевого сечения с наружным радиусом $r_e=$ $=300$ мм и внутренним радиусом $r_i=260$ мм, бетоном класса В20 ($R_b=10{,}5$ МПа при $\gamma_{b1}=0{,}9$) и с армированием, равномерно распределенным по периметру, выполненным двумя сетками № 10-1; коэффициент армирования $\mu_m=0{,}0071$ при одной сетке на 1 см (см. табл. 1 прил. 1); проволока класса Вр-I; $\varnothing=5$ мм; шаг —

50 мм; $R_s=375$ МПа. Расчетный изгибающий момент равен 75,5 кН·м. Требуется проверить прочность сечения.

Расчет. Проверяем условие $R_m\mu_{mr1}<0{,}38R_{cr1}$. Вычисляем коэффициент армирования проволочной арматурой $\mu_s=A_s/A_b=$ $=19{,}63/20\cdot50=0{,}01963$; приведенный коэффициент армирования

$$\mu_{mr1}=\mu_m+\mu_sR_s/R_m=0{,}0071+0{,}01963\cdot375:245=0{,}03715.$$

Приведенная расчетная прочность полки на сжатие

$$R_{cr1}=R_b+R_{mc}\mu_{mr1}=10{,}5+245\cdot0{,}03715=19{,}6\ \text{МПа}.$$

После подстановки получаем $245\cdot0{,}03715<0{,}38\cdot19{,}6$, или $9{,}102>$ $>7{,}448$, т. е. условие выполнено. Прочность кольцевого сечения определяем по формуле (23). Из выражения (24) определяем коэффициент α_r:

$$\alpha_r=R_m\mu_{mr1}/(R_b+3{,}35R_m\mu_{mr1})=$$
$$=245\cdot0{,}03715:(10{,}5+3{,}35\cdot245\cdot0{,}03715)=0{,}3064.$$

Из примера 5 радиус срединной поверхности кольцевого сечения $r_m=280$ мм, а площадь кольцевого сечения $A_r=35\,168$ мм². Прочность кольцевого сечения по формуле (23)

$$M\leqslant A_r\left[R_{cr1}\frac{\sin\pi\alpha_r}{\pi}+R_{mc}\mu_{mr1}(1-1{,}35\alpha_r)\,1{,}6\alpha_r\right]r_m=$$
$$=35\,168[19{,}6(\sin180\cdot0{,}3064:3{,}14)+245\cdot0{,}03715\times$$
$$\times(1-1{,}35\cdot0{,}3064)\,1{,}6\cdot0{,}3064]\,280=75\,674\,502\ \text{Н·мм}.$$

Поскольку расчетный момент по прочности в кольцевом сечении $M=75{,}67$ кН·м $>M=75{,}5$ кН·м, прочность кольцевого сечения обеспечена.

ВНЕЦЕНТРЕННО СЖАТЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ ПРЯМОУГОЛЬНОГО, ТАВРОВОГО, ДВУТАВРОВОГО И КОЛЬЦЕВОГО СЕЧЕНИЙ

3.15. При расчете внецентренно сжатых элементов необходимо учитывать случайный эксцентриситет e_a, обусловленный не учтенными в расчете факторами, в том числе неоднородностью свойств бетона по сечению элемента, а также влияние прогиба на их несущую способность. Значение e_a следует принимать не менее 1/600 всей длины элемента или длины его части между точками закрепления элементов, учитываемой в расчете 1/30 высоты сечения элемента.

Для элементов статически неопределимых конструкций величина эксцентриситета продольной силы относительно центра тяжести приведенного сечения e_0 принимается равной эксцентриситету, полученному из статического расчета конструкции, но не менее e_a.

Расчет внецентренно сжатых элементов должен производиться с учетом влияния прогиба элемента как в плоскости изгиба, так и в нормальной к ней плоскости. В последнем случае принимается, что продольная сила приложена с эксцентриситетом e_0 не менее случайного эксцентриситета e_a.

3.16. Влияние прогиба на величину эксцентриситета продольного усилия следует учитывать, как правило, путем расчета конструкций по деформированной схеме, принимая во внимание неупругие деформации материала и наличие трещин.

Допускается производить расчет конструкции по недеформированной схеме, учитывая влияние прогиба элемента путем умножения эксцентриситета e_c на коэффициент η, определяемый по формуле

$$\eta = 1/(1 - N/N_{crt}), \tag{29}$$

где N_{crt} — условная критическая сила, определяемая для армоцементных элементов любой формы сечения из мелкозернистого бетона по формуле СНиП 2.03.01—84.

При гибкости элемента $l_0/r \leqslant 14$ (для прямоугольных сечений при $l_0/h < 4$) допускается принимать $\eta = 1$. При гибкости элемента в пределах $14 \leqslant l_0/r < 35$ $(4 < l_0/h < 10)$ и $\mu \leqslant 0{,}025$ (здесь $\mu = (A_m + A'_m + A_s + A'_s)/A_b$) допускается принимать:

для прямоугольных сечений

$$N_{crt} = 0{,}15 E_b A/(l_0/h)^2; \tag{30}$$

для других форм сечений

$$N_{crt} = 2E_b I/l^2_0. \tag{31}$$

При гибкости $l_0/r > 35$ $(l_0/h > 10)$ определение N_{crt} следует производить по п. 3.24 СНиП 2.03.01—84. При отношении $N > N_{crt}$ следует увеличивать размеры сечения.

3.17. Расчет внецентренно сжатых элементов прямоугольного сечения с арматурой, приведенной к равномерно распределенной (см. п. 3.2, рис. 18), следует выполнять:

а) при $\xi = x/h \leqslant \xi_R$ из условия

$$N_{el} \leqslant R_m \mu_{m1} A_t (h - x)/2 - R_{c1} A_c (h - x/2), \tag{32}$$

при этом высота сжатой зоны x определяется по формуле

$$R_b S'_b + R_{mc} S'_{m1} - R_m S_{m1} = 0. \tag{33}$$

В формулах (32) и (33):

e_t — расстояние от точки приложения продольной силы до растянутой грани сечения; A_c, A_t — площади сечений соответственно сжатой и растянутой зон сечения; S'_b — статический момент площади сжатой зоны бетона относительно точки приложения продольной силы N; S'_{m1} — статический момент площади сжатой приведенной арматуры (см. п. 3.2) относительно той же точки; S_{m1} — статиче-

ский момент площади растянутой приведенной арматуры относительно той же точки;

б) при $\xi = x/h > \xi_R$ из условия

$$N \leqslant N_c - (N_c - N_{in})\,[2e_c/e_{in} - (e_c/e_{in})^2], \qquad (34)$$

N_c — несущая способность центрально сжатого элемента, определяемого по формуле

$$N_c = R_{c1}A, \qquad (35)$$

здесь

$$R_{c1} = R_b + R_{mc}\mu'_{m1}; \qquad A = bh,$$

N_{in} — несущая способность сечения, в котором высота сжатой зоны бетона принимается равной $x = \xi Rh$ и определяется из выражения

$$N_{in} = R_{c1}bx - R_m\mu_{m1}(h - x)b, \qquad (36)$$

e_c — эксцентриситет продольной силы относительно центра тяжести приведенного сечения, равный $e_c = M/h$; e_{in} — эксцентриситет продольной расчетной силы N_{in}, определяемый по формуле

$$e_{in} = (R_{c1}S_c + R_mS_t)/N_{in}, \qquad (37)$$

$$S_c = bx(1 + h\mu_{m1})(h - x)/2,$$

$$S_t = bx\mu_{m1}(h - x)/2.$$

3.18. Расчет внецентренно сжатых элементов таврового и двутаврового сечений с арматурой, приведенной к равномерно распределенной (см. п. 3.2), следует производить:

а) при $\xi = x/h \leqslant \xi_R$, если $x \leqslant t'_f$ (рис. 28), то из условия

$$N'_e \leqslant R_m\mu_{mw1}A_w(h_w + t_f)/2 + R_m\mu_{mf1}A_f[h - (t_f + t'_f)/2], \qquad (38)$$

высота сжатой зоны бетона определяется по формуле (33); если $x > t'_f$ (рис. 29), то из условия

$$N \leqslant R_{c1}A_{fc} - R_{c1}A_{wc} + R_m\mu_{mw1}A_{wt} - R_m\mu_{mf1}A_{ft}, \qquad (39)$$

где высота сжатой зоны x определяется по формуле (33);

б) при $\xi = x/h > \xi_R$ по формуле (34),

где

$$N_e = R_{c1}A_{fc} + R_{w1}A_w + R_{f1}A_{ft}, \qquad (40)$$

здесь:

$$R_{c1} = R_b + R_{mc}\mu'_{m1};$$

$$R_{w1} = R_b + R_{mc}\mu_{mw1};$$

$$R_{f1} = R_b + R_{mc}\mu_{mf1};$$

при $x < t'_f$

$$N_{in} = R_{c1}A_{bfc} - R_m\mu_{mf1}(A_{bw} + A_{bft}); \qquad (41)$$

при $x > t'_f$

$$N_{in} = R_{c1}A_{bfc} + R_{m1}A_{bwc} - R_m\mu_{mw1}A_{bwt} - R_m\mu_{mf1}A_{ft}; \qquad (42)$$

$$e_{in} = (S^*_c + S^*_w + S^*_t)/N_{in}, \qquad (43)$$

Рис. 28. Схема усилий и эпюра напряжений во внецентренно сжатых элементах двутаврового сечения при $x \leqslant t'_f$

1 — тонкие сетки; *2* — стержневая или проволочная арматура, приведенная к равномерно распределенной по сечению элемента

Рис. 29. Схема усилий и эпюра напряжений во внецентренно сжатых элементах двутаврового сечения при $x > t'_f$

1 — тонкие сетки; *2* — стержневая или проволочная арматура, приведенная к равномерно распределенной по сечению элемента

здесь:

$$S^*_c = R_{c1} b'_f t'_f (h - y_c - t'_f/2);$$
$$S^*_w = R_{m1} \mu_{mw1} t_w h_w (y_c - t_f - h_w/2);$$
$$S^*_t = R_{m1} \mu_{mf1} b_f t_f (y_c - t_f/2);$$

y_c — расстояние от центра тяжести приведенного сечения до растянутой или менее сжатой грани;
при $x > t'_f$

$$e_{in} = (S^*_c + S^*_{wc} + S^*_{wt} + S^*_t)/N_{in}, \qquad (44)$$

здесь

$$S^*_{wc}=R_{w1}A_{wc}[h-y_c-t'_f-(x-t'_f)/2]; \quad (45)$$

$$S^*_{wt}=R_m\mu_{mw1}t_w(h_w-x-t'_f)[y_c-(h_w-x+t'_f)/2-t_f]. \quad (46)$$

Влияние прогиба элемента учитывается путем умножения значения e_c на коэффициент η, вычисляемый по п. 3.16.

3.19. Высоту сжатой зоны x внецентренно сжатых сечений, определяемую по формуле (33), рекомендуется при эксцентриситете $e_0 \leqslant 1/h$ вычислять, используя выражение (47) и принимая размеры сечения в см.

$$x = -(e_t - h) \pm$$

$$\pm \sqrt{(e_t-h)^2-(R_b\gamma_1+R_{mc}\gamma_2-R_m\gamma_3)/[0,5t_w(R_b+2R_{mc}\mu_{mw})]}, \quad (47)$$

где $e_t=e_c+y_{cm}$ — эксцентриситет нормальной силы N относительно нижней растянутой грани; $e'=e_t-h+t'_f/2$ — эксцентриситет нормальной силы N относительно центра массы сжатой полки:

$$\gamma_1=(e_t-h)[b'_ft'_f-t_wt'_f-t_w(t'_f)^2/2+b'_f(t'_f)^2/2]; \quad (48)$$

$$\gamma_2=\mu_{mw}\gamma_1+b'_ft'_f(\mu_{mc1}-\mu_{mw})e';$$

$$\gamma_3=t_w\mu_{mw}(he_t-h^2/2-t_fe_t+t^2_f/2)+b_ft_f\mu_{mf1}(e_t-t_f/2). \quad (49)$$

При этом эксцентриситет продольной силы e_c силы N относительно центра массы сечения определяется с учетом прогиба элемента согласно указаниям п. 3.16.

3.20. Расчет внецентренно сжатых элементов кольцевого сечения с арматурой, равномерно распределенной по длине окружности, должен производиться из условия

$$Ne_c \leqslant A_r\left[R_{r1}\frac{\sin\pi\alpha_r}{A}+R_m\mu_{mr1}(1-1,35\alpha_r)1,6\alpha_r\right]r_m, \quad (50)$$

при этом величина относительной площади сжатой зоны бетона определяется по формуле

$$\alpha_r=(N+R_m\mu_{mr1}A_{br})/(R_b+3,35R_m\mu_{mr1})A_{br}. \quad (51)$$

Если полученное из этой формулы значение $\alpha_r<0,15$, в условие (50) подставляется значение α_r, определяемое по формуле

$$\alpha_r=(N+0,73R_m\mu_{mr1}A_{br})/[(R_b+2R_m\mu_{mr1})A_{br}], \quad (52)$$

где $R_{c1}=R_b+R'_m\mu_{mr1}$.

Значение величины μ_{mr1} определяется с использованием рекомендаций п. 3.2.

ЦЕНТРАЛЬНО-РАСТЯНУТЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ

3.21. Расчет центрально-растянутых элементов прямоугольного сечения с арматурой, приведенной к равномерно распределенной (см. п. 3.2), следует производить из условия

$$N \leqslant R_m\mu_{m1}bh. \quad (53)$$

ВНЕЦЕНТРЕННО РАСТЯНУТЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ

3.22. Расчет внецентренно растянутых элементов прямоугольного сечения с арматурой, приведенной к равномерно распределенной (см. п. 3.2), следует выполнять:

Рис. 30. Эпюра напряжений во внецентренно растянутых элементах прямоугольного сечения при приложении продольной силы N в пределах ядра сечения

1 — сетки; *2* — стержневая или проволочная арматура

а) если продольная сила N приложена в пределах ядра сечения (рис. 30) — из условия

$$N \leqslant \nu R_m \mu_{m1} bh, \tag{54}$$

где ν — коэффициент снижения несущей способности при внецентренном растяжении, принимаемый равным 0,8;

б) если продольная сила N приложена между ядром сечения и наружной гранью сечения из условия (54), где ν принимается равным 0,6;

в) если продольная сила N приложена за пределами сечения (рис. 31) — из условия

$$N_e \leqslant R_m \mu_{m1} b\,[(h-x)/2]^2 - (R_b + R_{mc}\mu_{m1})\,bx^2/2; \tag{55}$$

Рис. 31. Эпюра напряжений во внецентренно растянутых элементах прямоугольного сечения при положении продольной силы N за пределами ядра сечения

1 — сетки; *2* — стержневая или проволочная арматура

при этом высота сжатой зоны x определяется по формуле

$$R_b S'_b + R_{mc} S'_{m1} - R_m S_{m1} = 0. \tag{56}$$

Если полученное из расчета по формуле (56) значение $x > \xi_R h$, то в условие (55) подставляется значение $x = \xi_R h$.

ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА

Пример 7.

Дано. В армоцементной плите покрытия толщиной 20 мм и пролетом 1200 мм (рис. 32) действуют от расчетной нагрузки $M=0{,}5$ кН·м и $N=100$ кН. Плита армируется четырьмя слоями тканой сетки серии № 10-1 по ГОСТ 3826—82 *.

Рис. 32. Сечение армоцементной плиты покрытия
а — поперечное; *б* — расчетное; *в* — приведенное к стальному

Расчетное сопротивление и модули упругости арматуры и бетона принимаются по табл. 11 и п. 2.25: $R_m=R_{mc}=245$ МПа; $E_m=15\,000$ МПа. Для мелкозернистого бетона класса В40 группы А расчетное сопротивление на осевое сжатие табл. 7; $R_b=22$ МПа, начальный модуль упругости бетона по табл. 10; $E_b=28\,500$ МПа.

Требуется рассчитывать по прочности прямоугольное сечение плиты армоцементной плите покрытия здания.

Расчет. Расчетная длина плиты (считая торцы плиты защемленными) равна:

$$l_0=0{,}5; \quad l=0{,}5\cdot 1200=600 \text{ мм}.$$

Эксцентриситет продольной сжимающей силы $e_c=M/N=0{,}5/100=0{,}005$ м.

Коэффициент армирования всего сечения сетками определяем в соответствии с п. 3.2 и табл. прил. 1 (при коэффициенте армирования $\mu_m=0{,}0071$ одной сеткой на 1 см толщины)

$$\mu_{m1}=\mu_m n/t=0{,}0071\cdot 4/2=0{,}0142.$$

Коэффициент увеличения эксцентриситета, учитывающий влияние продольного изгиба на несущую способность плиты, находим в соответствии с п. 3.16.

Коэффициент увеличения эксцентриситета $\eta = 2{,}31$.

Эксцентриситет с учетом коэффициента увеличения η равен $e'_c = 0{,}005 \cdot 2{,}31 \cdot 1000 = 11{,}55$ мм.

Для определения, какой случай внецентренного сжатия имеется, определяем высоту сжатой зоны из выражения (41).

Высоту сжатой зоны из уравнения (41)

$$x = -(e_t - t) \pm$$

$$\pm \sqrt{(e_t - t)^2 - (R_b \gamma_1 + R'_m \gamma_2 - R_m \gamma_3)/[0{,}5 b_w (R_b + 2R'_{mc} \mu_{mw})]}.$$

Эксцентриситет продольной силы относительно растянутой грани

$$e_t = e'_c + y = 11{,}55 + 10 = 21{,}55 \text{ мм},$$

$$e' = e_t - h + t'_f/2 = 21{,}55 - 20 = 1{,}55 \text{ мм}.$$

Поскольку для прямоугольного сечения $\gamma_1 = 0$ и $\gamma_2 = 0$, определяем только коэффициент γ_3:

$$\gamma_3 = b\mu_{m1}(te_t + t^2/2) = 1000 \cdot 0{,}0142(20 \cdot 21{,}55 - 20^2 : 2) = 3280{,}2.$$

Высота сжатой зоны x:

$$x = -(21{,}55 + 20) \pm \sqrt{(21{,}55 - 20)^2 - \frac{-245 \cdot 3280{,}2}{0{,}5 \cdot 1000(20 + 2 \cdot 245 \cdot 0{,}0143)}} =$$

$$= -1{,}55 \pm 7{,}56 = 6{,}01 \text{ мм}.$$

Отношение высоты сжатой зоны $\xi = x/h = 6{,}01/20 = 0{,}3$. Для определения предельного отношения ξ_R по формуле (8) вычислим по формуле (9) $\omega = 0{,}5 - 0{,}008R_b = 0{,}5 - 0{,}008 \cdot 22 = 0{,}324$. Тогда

$$\xi_R = \frac{0{,}324}{\left[1 + \frac{245}{500}\left(1 - \frac{0{,}324}{1{,}1}\right)\right]} = 0{,}24.$$

Так как $\xi = x/h = 0{,}300 > \xi_R = 0{,}24$, то согласно п. 3.17 прочность внецентренно сжатого прямоугольного сечения определяем из условия (34).

Вычислим расчетные сопротивления

$$R_{c1} = R_b + R'_m \mu_{m1} = 22 + 245 \cdot 0{,}0142 = 25{,}479 \text{ МПа}$$

и площади: $A_{c1} = xb = 6{,}01 \cdot 1000 = 6010$ мм²;

$$A_t = (h - x)b = (20 - 6{,}01)1000 = 13\,990 \text{ мм}^2;$$

$$A = bh = 20 \cdot 1000 = 20\,000 \text{ мм}^2.$$

Несущая способность центрально-сжатого элемента по формуле (35)

$$N_c = R_{c1}A = 25{,}479 \cdot 20\,000 = 509\,580 \text{ Н}.$$

Несущая способность сечения, в котором высота сжатой зоны бетона принимается равной $x = \xi_R h$, определяется из выражения (36)

$$N_{in} = R_{c1}bx - R_m\mu_{m1}(h-x)b = 25{,}479 \cdot 1000 \cdot 6{,}01 -$$
$$-245 \cdot 0{,}0142(20-6{,}01)1000 = 104\,457{,}6 \text{ Н}.$$

Эксцентриситет продольной расчетной силы N_{in} определяется по формуле (37)

$$e_{in} = (R_{c1}S_c + R_mS_t)/N_{in},$$

где $S_c = bx(1+h\mu_{m1})(h-x)/2 = 1000 \cdot 6{,}01(1+20 \cdot 0{,}0142)(20-6{,}01):2 = 53\,979{,}3$ мм^3;

$$S_t = bx\mu_{m1}(h-x)/2 = 1000 \cdot 6{,}01 \cdot 0{,}0142(20-6{,}01):2 =$$
$$= 596{,}97 \text{ мм}^3;$$

$$e_{in} = (25{,}479 \cdot 53979{,}3 + 245596{,}97)/104457{,}6 =$$
$$= 1521588{,}5/104457{,}6 = 14{,}6 \text{ мм}.$$

Прочность внецентренно сжатого прямоугольного сечения по формуле (34)

$$N = N_c - (N_c - N_{in})\,[2e'_c/e_{in} - (e'_c/e_{in})^2] =$$
$$= 509\,580 - (509\,580 - 104\,457{,}6)\,[2 \cdot 11{,}55 : 14{,}6 - (11{,}55 : 14{,}6)^2] =$$
$$= 122\,120{,}4 \text{ Н} = 122{,}12 \text{ кН}.$$

Поскольку расчетное предельное усилие в сечении $N = 122{,}12$ кН > 100 кН, прочность армоцементной плиты обеспечена.

Пример 8.

Дано. Прямоугольное сечение армоцементной плиты толщиной 20 мм и пролетом 1200 мм, находящееся под действием длительно действующих усилий $M = 300$ Н·м; $N = 800$ Н. Кратковременно действующие усилия $M_e = 2$ Н·м; $N_e = 6$ Н. Плита армируется восемью слоями тканой сетки № 10-1 — ГОСТ 3826—82*. Сетки, бетон и их расчетные сопротивления те же, что и в прим. 7. Требуется рассчитать прямоугольное сечение плиты по прочности.

Расчет. Расчетная длина плиты (считая торцы плиты защемленными) равна:

$$l_0 = 0{,}5; \quad l = 0{,}5 \cdot 1200 = 600 \text{ мм}.$$

Эксцентриситет продольной сжимающей силы

$$e_c = M/N = 300\,000/800 = 375 \text{ мм}.$$

Коэффициент армирования всего сечения сетками, определяемый в соответствии с п. 3.2 и табл. 1 прил. 1 (при коэффициенте армирования $\mu_m=0{,}0071$ одной сеткой на 1 см толщины), равен

$$\mu_{m1}=\mu_m N/t=0{,}0071\cdot 8:2=0{,}0284.$$

Коэффициент увеличения эксцентриситета, учитывающий влияние продольного изгиба на несущую способность плиты, находим по п. 3.16:

$$N_{crt}=6{,}4E_bI/(\varphi_e l^2{}_0).$$

Коэффициент, учитывающий влияние длительного действия нагрузки на прогиб элемента в продольном состоянии, равный

$$\varphi_e=1+\beta M_e/M,$$

где β — коэффициент, принимаемый в зависимости от вида бетона по табл. 30 СНиП 2.03.01—84 $\beta=1{,}3$.
Тогда $\varphi_e=1+1{,}3\cdot 2/3=1{,}78$. Критическая продольная сила

$$N_{crt}=6{,}4\cdot 28\,500\cdot 666\,700/1{,}78\cdot 600^2\,[0{,}11/(0{,}1+375/20)+0{,}1]=$$
$$=20\,000\ \text{Н},$$

где $e_c/h>(0{,}5-0{,}01l_0/h-0{,}01R_b)$.
Коэффициент увеличения эксцентриситета

$$\eta=1/(1-N/N_{crt})=1:(1-800:20\,000)=1{,}04.$$

Эксцентриситет продольной силы с учетом коэффициента увеличения η равен: $e'_c=e_c\eta=375\cdot 1{,}04=390$ мм. Для определения, какой случай внецентренного сжатия имеет место, определяем высоту сжатой зоны по зависимости (33). Высоту сжатой зоны определяем из уравнения (41).

Эксцентриситет относительно растянутой грани $e_t=e'_c+y=$ $=390+10=400$ мм. Поскольку для прямоугольного сечения $\gamma_1=0$ и $\gamma_2=0$, то определяем только γ_3:

$$\gamma_3=b\mu_{m1}(te_t-t^2/2)=1000\ 0{,}0284(20\cdot 400-20^2:2)=221\,520.$$

Высота сжатой зоны x

$$x=-(400-20)\pm\sqrt{(400-20)^2-\frac{-245\cdot 221\,520}{0{,}5\cdot 1000\,(22+2\cdot 245\cdot 0{,}0284)}}=$$
$$=-380\pm 383{,}95;\quad x=4\ \text{мм}.$$

Отношение высоты сжатой зоны x к толщине плиты $\xi=x/h=$ $=4/20=0{,}2<\xi_R=0{,}24$. В соответствии с п. 3.17 при отношении $\xi<\xi_R$ прочность внецентренно сжатого прямоугольного сечения определяем по формуле (32)

$$-Ne_t\leqslant R_m\mu_{m1}A_t(h-x)/2-R_cA_c(h-x/2)=$$
$$=245\cdot 0{,}0284\cdot 1600(20-4):2-22\cdot 4000(20-4:2)=693\,376\ \text{Н}\cdot\text{мм},$$

где $A_t=(h-x)b=(20-4)1000=16\,000$ мм, $A_c=xb=4\cdot 1000=$ $=4000$ мм^2.

Расчетная продольная сила

$$N = Ne_t/e_t = 693\,376/672{,}5 = 1031 \text{ Н} = 1 \text{ кН}.$$

Поскольку $N = 1$ кН $> N = 0{,}8$ кН, прочность сечения обеспечена.

Пример 9.

Дано. Сводчатое двухшарнирное покрытие производственного здания. В нормальном к продольной оси сечении складчатого элемента действуют усилия: $M = 274$ кН·м (от действия постоянных и длительных нагрузок); $M = 146$ кН·м; $N = 555$ кН. Пролет свода $l_0 = 19{,}44$ м. Складчатый элемент свода армируется двумя слоями тканой сетки № 10-1 ГОСТ 3826—82* и сварными плоскими каркасами из стальной низкоуглеродистой холоднотянутой проволоки класса Вр-I; $\varnothing = 5$ мм. Расчетные сопротивления арматуры и бетона, соответственно равные: для тканой сетки $R_m = 245$ МПа по табл. 11; для сварных каркасов из стальной низкоуглеродистой холоднотянутой проволоки по СНиП 2.03.01—84; $R_s = 360$ МПа; для мелкозернистого бетона класса В35 группы А; $R_b = 19{,}5$ МПа по табл. 7; начальный модуль упругости $E_b = 27{,}5$ МПа по табл. 10. Требуется рассчитать внецентренно сжатое сечение комбинированно армированного армоцементного элемента (рис. 33) по прочности.

Расчет. Приводим сечение складчатого элемента к двутаврово-му (рис. 33). Толщина стенки элемента двутаврового сечения

$$t_w = (22 \cdot 4)/\sin\beta = 88/0{,}94 = 94 \text{ мм}.$$

Вычисляем коэффициент армирования двумя сетками № 10-1 по табл. 1 прил. 1, коэффициент армирования при одной сетке на 1 см равен 0,0071, толщина стенки 2,2 см.

$$\mu_{m1} = (0{,}0071 \cdot 2)/2{,}2 = 0{,}0065.$$

Коэффициент армирования стержнями $\varnothing = 5$ мм.

$$\mu_s = (50{,}3 \cdot 8)/(800 \cdot 22) = 0{,}022.$$

Коэффициенты приведенного армирования равны:

а) для сжатой полки из выражения (4)

$$\mu'_{m1} = \mu'_m + \mu'_s R_{sc}/R_{mc} = 0{,}0065 + 0{,}025 = 0{,}0315.$$

Для определения расчетного эксцентриситета e_c продольной силы определяем коэффициент увеличения эксцентриситета η по зависимости (29)

$$\eta = 1/(1 - N/N_{crt}),$$

Рис. 33. Сечения армоцементного складчатого покрытия
а — поперечное; *б* — расчетное; *в* — приведенное к стальному

Вычисляем величины N_{crt} по СНиП 2.03.01—84 для сечений с ненапряженной арматурой

$$N_{crt} = \frac{5,6E_b}{L_0^2}\left[\frac{I}{\varphi_c}\left(\frac{0,11}{0,1+\alpha_1}+0,1\right)+\alpha I_{m1}\right],$$

где I — момент инерции бетонного сечения вычисляем из выражения

$$I = \frac{b'_f(t'_f)^3}{12} + b'_f t'_f\left(\frac{h-t_f}{2}\right)^2 + \frac{t_w h_w^3}{12} + \frac{b_f t_f^3}{12} + b_f t_f\left(\frac{h-t_f}{2}\right)^2 =$$
$$= 800\cdot 22^3 : 12 + 800\cdot 22(1000-22:2)^2 + 94\cdot 956^3 : 12 + 800\cdot 22^3 : 12 +$$
$$+ 800\cdot 22(1000-22) : 2 = 11\,512,455\cdot 10^6 \text{ мм}^4.$$

Момент инерции сетчатой арматуры $I_{m1} = I_1 - I = 413,35\cdot 10^6$ мм^4.
Коэффициент учитывающий влияние длительного действия нагрузки

на прогиб элемента в предельном состоянии, определяется из выражения (21) СНиП 2.03.01—84, принимая коэффициент $\beta=1{,}3$ как для мелкозернистого бетона группы А.

$$\varphi_e=1+\beta M_1 l/M_1=1+1{,}3\cdot 146:274=1{,}6;$$
$$\alpha=E_{m1}/E_b;$$

по формуле (87) $E_{m1}=(E_m\mu_m+E_s\mu_s)/(\mu_m+\mu_s)=(150\,000\cdot 0{,}0065+$ $+\ 170\,000\cdot 0{,}022):(0{,}0065+0{,}022)=165\,438{,}6$ МПа, тогда $\alpha=$ $=165\,438{,}6:27\,500=6{,}01$.

Коэффициент α_1 принимается равным e_c/h, но не менее величины $\alpha_{1\,min}=0{,}5-0{,}01 l_0/h-0{,}01 R_b$; $e_c=M/N=274/555=0{,}494$ м.

Определяем расчетную длину арки:

$$l_0=0{,}54;\quad l_a=19\,440\cdot 0{,}54=10\,490 \text{ мм};$$
$$\alpha_{1\,min}=0{,}5-0{,}01\cdot 10\,490/1000-0{,}01\cdot 18=0{,}216;$$

коэффициент $\alpha_1=e_c/h=0{,}494/1{,}000=0{,}494>0{,}216$.

$$N_{crt}=5{,}6E_b\{I\,[0{,}11/(0{,}1+\alpha_1)+0{,}1]/\varphi_c+\alpha I_{m1}\}/l^2_0=$$
$$=5{,}6\cdot 27\,500\{11\,512{,}455\cdot 10^6[0{,}11:(0{,}1+0{,}494)+0{,}1]:1{,}6+$$
$$+6{,}01\cdot 413{,}348\cdot 10^6\}:10\,490^2=6\,687\,367 \text{ Н}=6687{,}37 \text{ кН}.$$

Полученную величину подставляем в выражение (29)

$$\eta=1/(1-N/N_{crt})=1:(1-555:6687)=1{,}09.$$

Расчетный эксцентриситет e_c продольной силы с учетом коэффициента η равен:

$$e_c=M\eta/N=274\cdot 1{,}09:555=0{,}538 \text{ м}.$$

Эксцентриситеты силы Ne_1 и e_2 равны:

$$e'=e_c-h/2+t'_f/2=538-500+22:2=49 \text{ мм}.$$

Для определения, какой случай внецентренного сжатия имеет место в рассматриваемом сечении, находим высоту сжатой зоны x по формуле (41).

Когда сечение симметричное, $y_{cm}=h-t/2=489$ мм,

тогда $e_t=e_c+y_{cm}=538+489=1027$ мм;

$$e'=e_t-h+t'_f/2=1027-1000+22:2=38 \text{ мм}.$$

Для вычисления высоты сжатой зоны в сечении сначала вычисляем значения γ_1, γ_2 и γ_3;

из выражения (42)

$$\gamma_1=(1027-1000)(800\cdot 22-94\cdot 22)-94\cdot 22^2/2+$$
$$+800\cdot 22^2/2=590\,216;$$

из выражения (43)

$$\gamma_2=0{,}0065\cdot 590\,218+800\cdot 22(0{,}0315-0{,}0065)38=20556{,}6;$$

из выражения (44)

$$\gamma_3 = 94 \cdot 0{,}0065 (1000 \cdot 1027 - 1000^2/2 - 22 \cdot 1027 + 22^2/2) +$$
$$+ 800 \cdot 22 \cdot 0{,}0315 (1027 - 22/2) = 871\,540.$$

Полученные значения коэффициентов подставляем в выражение для определения высоты сжатой зоны.

Высота сжатой зоны

$$x = -(1027 - 1000) \pm$$
$$\pm \sqrt{(2027 - 1000)^2 - \frac{18 \cdot 590\,216 + 245 \cdot 20\,556 - 245 \cdot 871\,540}{0{,}5 \cdot 94\,(18 + 2 \cdot 245 \cdot 0{,}0065)}} =$$
$$= -27 \pm \sqrt{199\,450} = -27 \pm 446{,}5 = 420 \text{ мм}.$$

В соответствии с выражением (8) граничное значение относительной высоты сжатой зоны бетона

$$\xi_R = \omega / [1 + \sigma_s (1 - \omega/1{,}1)/500] =$$
$$= 0{,}34 : [1 + 360 (1 - 0{,}34 : 1{,}1) : 500] = 0{,}23,$$

где $\omega = 0{,}5 - 0\,008 R_b = 0{,}34$

Значит: $\xi = x/h = 0{,}42 > \xi_R = 0{,}23$; $x = 420$ мм $> t'_f = 22$ мм.

Прочность сечения определяем по формуле (34)

$$N \leqslant N_c - (N_c - N_{ln}) [2e_c/e_{ln} - (e_c/e_{ln})^2].$$

Для вычисления несущей способности центрально сжатого элемента N_c находим следующие величины:

$$R_{c1} = R_b + R'_{mc}\mu'_{m1} = 19{,}5 + 245 \cdot 0{,}0315 = 27{,}22 \text{ МПа};$$
$$R_{w1} = R_b + R'_{mc}\mu_{mw1} = 19{,}5 + 245 \cdot 0{,}065 = 19{,}59 \text{ МПа};$$
$$R_{t1} = R_b + R'_{mc}\mu_{mf1} = 19{,}5 + 245 \cdot 0{,}0315 = 27{,}22 \text{ МПа};$$
$$A_{fc} = 800 \cdot 22 = 17\,600 \text{ мм}^2;$$
$$A_w = 94 (1000 - 2 \cdot 22) = 89\,864 \text{ мм}^2;$$
$$A_{ft} = 800 \cdot 22 = 17\,600 \text{ мм}^2.$$

Несущая способность центрально сжатого сечения по формуле (40)

$$N_c = 27{,}22 \cdot 17\,600 + 19{,}59 \cdot 89\,864 + 27{,}22 \cdot 17\,600 = 2718 \text{ кН}.$$

Несущая способность для сечения, в котором высота сжатой зоны $x = \xi_R h$, определяется из условия (42) при $x > t'_f$:

$$N_{ln} = R_{c1} A_{bfc} + R_{w1} A_{bwc} - R_m \mu_{mw1} A_{bwt} - R_m \mu_{mf1} A_{ft},$$

где $x = \xi_R h = 0{,}23 \cdot 1000 = 230$ мм;

$$A_{wc} = (x - t'_f) t_w = (230 - 22) 94 = 19\,552 \text{ мм}^2;$$
$$A_{bwt} = t_w (h - x - t'_f) = 94 (1000 - 230 - 22) = 70\,312 \text{ мм}^2;$$
$$A_{ft} = 22 \cdot 80 = 17\,600 \text{ мм}^2.$$

После подстановки вычисленных величин в формулу (42) получим

$$N_{ln}=27{,}22\cdot 17\,600+19{,}59\cdot 19\,552-245\cdot 0{,}0065\cdot 70\,312-$$
$$-245\cdot 0{,}0315\cdot 17\,600=614\,295\ \text{Н}=614{,}3\ \text{кН}.$$

Эксцентриситет продольной силы, определяемой по формуле (44),

$$e_{ln}=(S^{*}_{c}+S^{*}_{wc}+S^{*}_{wt}+S^{*}_{t})/N_{ln},$$

где по формулам (45) и (46):

$$S^{*}_{wc}=R_{w1}A_{wc}[h-y_c-t'_f-(x-t'_f)/2]=$$
$$=19{,}59\cdot 19\,552[1000-500-22-(230-22):2]=141{,}7\cdot 10^6\ \text{мм}^3;$$
$$S^{*}_{wt}=245\cdot 0{,}0065\cdot 94\,(956-230+22)\times$$
$$\times\left[500-\frac{956-230+22}{2}-22\right]=11{,}6\cdot 10^6\ \text{мм}^3;$$
$$S^{*}_{c}=R_{c1}b_f t'_f(h-y_c-t_f/2)=234{,}2\cdot 10^6\ \text{мм}^3;$$
$$S^{*}_{t}=R_{m1}\mu_{mf1}b_f t_f(y_c-t_f/2)=66{,}4\cdot 10^6\ \text{мм}^3;$$

Полученные величины подставим в формулу (44)

$$e_{ln}=(S^{*}_{c}+S^{*}_{wc}+S^{*}_{wt}+S^{*}_{t})/N_{ln}=$$
$$=(234{,}2\cdot 10^6+141{,}7\cdot 10^6-11{,}6\cdot 10^6-66{,}4\cdot 10^6):614\,295=485{,}2\ \text{мм}.$$

Несущая способность внецентренно сжатого сечения после подстановки в формулу (34)

$$N\leqslant N_c-(N_c-N_{ln})\,[2e_c/e_{ln}-(e_c/e_{ln})^2]=2\,718\,000-(2\,718\,000-$$
$$=614\,295)\,[2\cdot 538:485{,}2-(538:485{,}2)^2]=636\,435\ \text{Н}=636{,}4\ \text{кН}.$$

Прочность складчатого покрытия обеспечена, так как $N=636{,}4$ кН $>N=555$ кН.

Пример 10.

Дано. Двухскатное покрытие здания из сборных длинномерных армоцементных складчатых панелей. Требуется проверить на прочность нормального сечения в середине пролета. Приведенное сечение панели двутавровое: высота сечения $h=1000$ мм, ширина полки $b'_f=400$ мм, $t'_f=30$ мм, толщина наклонной стенки $t_w=20$ мм (рис. 34).

Расчетный пролет $l=14{,}9$ м. Из статического расчета покрытия были определены усилия, действующие в сечении:

от расчетных нагрузок $M=69{,}2$ кН·м; $N=50$ кН.

Складчатая панель армируется восемью сварными сетками № 12,5; $\varnothing=0{,}5$ мм; ТУ 14-4-713-76 в сжатой и растянутой полках сечения (коэффициент сетчатого армирования μ при одной сетке на 1 см толщины сечения элемента $\mu_m=0{,}0014$), четырьмя сварными сетками № 12,5; $\varnothing=0{,}5$ мм; ТУ 14-4-713-76 в наклонных гранях сечения;

Рис. 34. Армоцементный складчатый внецентренно сжатый элемент покрытия
а — продольное сечение; *б* — поперечное сечение; *в* — сечение, приведенное к стальному

сварными плоскими каркасами из арматуры диаметром 10 мм класса А (в сжатой и растянутой полках). Сечение обычной арматуры $A'_s = A_s = 78{,}5 \cdot 2 = 157$ мм². Расчетное сопротивление и модуль E_s упругости сварных сеток принимаем по табл. 11 и п. 2.25: $R_m = R_{mc} = 245$ МПа; $E_m = 150\,000$ МПа.

Расчетное сопротивление для арматуры класса А-III принимаем по СНиП 2.03.01—84: $R_s = R_{sc} = 365$ МПа, $E_s = 200\,000$ МПа.

Для мелкозернистого бетона класса В20 сжатие осевое прини-

маем: по табл. 7 (призменная прочность) $R_b = 10{,}5$ МПа; по табл. 10 $E_b = 22\,000$ МПа.

Проверим прочность нормального сечения.

Расчет. Толщина вертикальной стенки таврового сечения определяется из выражения $t_w = 2 \cdot 20/\sin\alpha = 2 \cdot 20/0{,}865 = 46$ мм.

Влияние прогиба на величину эксцентриситета продольного усилия учитываем путем расчета конструкции по деформированной схеме, принимая во внимание неупругие деформации материала и наличие трещин по п. 3.16.

Влияние прогиба элемента учитываем путем умножения эксцентриситета e_0 на коэффициент η, определяемый по формуле (29)

$$\eta = 1/(1 - N/N_{crt}).$$

Момент инерции бетонного сечения

$$I = \left[\frac{b'_f (t'_f)^3}{12} + b'_f t'_f \left(\frac{h - t'_f}{2}\right)^2\right] + \frac{t_w h_w^3}{12} + \left[\frac{b_f t_f^3}{12} + b_f t_f \left(\frac{h - t_f}{2}\right)\right] = [40 \cdot 3^3 : 12 + 40 \cdot 3 (100 - 3) : 2^2] +$$

$$+ 4{,}6 \cdot 93^3 : 12 + [40 \cdot 3 (100 - 3) : 2] = 883\,110 \text{ см}^4.$$

Момент инерции приведенного сечения арматуры

$$I_{ms} = \left[\frac{b'_f (t'_f)^3}{12} + b'_f t'_f \left(\frac{h - t'_f}{2}\right)^2\right] \alpha \mu'_{mcs} +$$

$$+ \frac{t_w h_w^3}{12} \alpha \mu_{mws} + \left[\frac{b_f t_f^3}{12} + b_f t_f \left(\frac{h - t_f}{2}\right)^2\right] \alpha \mu_{mfs} =$$

$$= [40\ 3^3 : 12 + 40 \cdot 3 (100 - 3)^2 : 2^2] 5{,}26 \cdot 0{,}0446 +$$

$$+ 4{,}6 \cdot 94^3 : 12 \cdot 5{,}26 \cdot 0{,}0062 + [4 \cdot 3^3 : 12 + 40 \cdot 3 (100 - 3)^2 : 2^2] \times$$

$$\times 5{,}25 \cdot 0{,}0466 = 142\,612 \text{ см}^4.$$

Определяем расчетную длину элемента $l_0 = 0{,}58 \cdot 14\,900 = 8642$ мм.

Критическая условная сила сжатия (см. пример 9)

$$N_{crt} = \frac{5{,}6 \cdot 22\,000}{8642^2} \left[\frac{8\,831\,100\,000}{1{,}6} \left(\frac{0{,}11}{0{,}1 + 0{,}494} + 0{,}1\right) + 6{,}01 \cdot 1\,426\,120\,000\right] = 4000 \text{ кН}.$$

Коэффициент увеличения эксцентриситета по формуле (29)

$$\eta = 1/(1 - 5/4000) = 1.$$

Эксцентриситет продольной силы вычисляем по формуле

$$e_c = M/N = 69 \cdot 200\,000/50\,000 = 1384 \text{ мм.}$$

Эксцентриситет продольной силы

$$e'_c = e_c \eta = 1384 \cdot 1 = 1384 \text{ мм.}$$

Определяем коэффициент:

армирования сварными сетками сжатой и растянутой полок

$$\mu'_{mc} = \mu_{mt} = \mu_w h/t'_f = 0{,}0014 \cdot 8 : 2 = 0{,}0037,$$

вертикальной стенки

$$\mu_{mw} = \mu_m h/t_w = 0{,}0014 \cdot 4 : 2 = 0{,}0028.$$

Эксцентриситет продольной силы относительно центра тяжести сжатой полки

$$e'_c = e'_c - (h - t'_f)/2 = 1384 - (1000 - 30) : 2 = 899 \text{ мм.}$$

Коэффициент армирования сжатой и растянутой полок стержневой арматурой

$$\mu_s = \mu'_s = A_s/A_b = 157 : (400 \cdot 30) = 0{,}013.$$

Коэффициент приведенного армирования сжатой и растянутой полок определяем по формуле (10)

$$\mu'_{m1} = \mu_{mf1} = \mu'_{mc} + \mu_s R_b/R_m = 0{,}0037 + 0{,}013 \cdot 365 : 245 = 0{,}023.$$

Предельная высота сжатой зоны по формуле (8) $\xi_R = 0{,}275$. Определяем высоту сжатой зоны по зависимости (34). Величины для подстановки в зависимость (34) вычисляем следующим образом:

$$e_t = e'_c + y_{cm} = 1384 + 500 = 1884 \text{ мм;}$$

$$e_2 = e'_c + y_{cm} - h = 1884 + 500 - 1000 = 1384 \text{ мм;}$$

$$\gamma_1 = (e_t - h)(b'_f t'_f - t_w t'_f) - t_w (t'_f)^2/2 + b'_f (t'_f)^2/2 =$$
$$= (1884 - 1000)(400 \cdot 30 - 46 \cdot 30) - 46 \cdot 30^2 : 2 + 400 \cdot 30^2 : 2 = 9\,547\,380;$$

$$\gamma_2 = \mu_{mw} \gamma_1 + b'_f t'_f (\mu_{mc1} - \mu_{mw}) e_2 =$$
$$= 0{,}0028 \cdot 9\,547\,380 + 400 \cdot 30 (0{,}023 - 0{,}0028) 884 = 241\,013{,}7;$$

$$\gamma_3 = t_w \mu_{mw} (h e_t - h^2/2 - t_f e_t + t_f^2/2) + b_f t_f \mu_{m1} (e_t - t_f/2) =$$
$$= 46 \cdot 0{,}0028 (1000 \cdot 1884 - 1000^2 : 2 - 30 \cdot 1884 + 30^2 : 2) +$$
$$+ 400 \cdot 30 \cdot 0{,}023 (1884 - 30 : 2) = 686\,862.$$

Высота сжатой зоны

$$x = -(e_t - h) \pm$$
$$\pm \sqrt{(e_t - h)^2 - (R_b \gamma_1 + R_{mc} \gamma_2 - R_m \gamma_3) : [0{,}5\, t_w (R_b + 2 R_{mc} \mu_{mw})]} =$$
$$= -(1884 - 1000) \pm \sqrt{(1884 - 1000)^2 - (10{,}5 \cdot 9\,547\,380 +}$$
$$\rightarrow \overline{+ 245 \cdot 241\,013 - 245 \cdot 686\,862 : [0{,}5 \cdot 46 (10{,}5 + 2 \cdot 245 \cdot 0{,}0028]} =$$
$$- 884 + 902 = 18 \text{ мм.}$$

Отношение $x/h = 18/1000 = 0{,}018 < \xi_R = 0{,}275$.

В соответствии с требованиями п. 3.18 при $\xi = x/h = 0{,}018 < \xi_R = 0{,}275$ и так как $x < t'_f$, прочность внецентренно сжатого двутаврового элемента определяем из формулы (38)

$$Ne'_c \leqslant R_m \mu_{mw1} A_w (h_w + t_f)/2 + R_m \mu_{mf1} A_{ft} [h - (t_f + t'_f)/2] =$$
$$= 245 \cdot 0{,}0028 \cdot 44\,160 (940 + 30) : 2 + 245 \cdot 0{,}023 \cdot 12\,000 \times$$
$$\times [1000 - (30 + 30) : 2] = 80\,283\,842 \text{ Н} \cdot \text{мм}.$$

Нормальная сила $N = 80\,283\,842/1384 = 58\,008$ Н $= 58$ кН. Площади поперечных сечений, необходимые для расчета по формуле (38), равны:

$$A_w = t_w h_w = 46 \cdot 960 = 44\,160 \text{ мм}^2;$$
$$A_{ft} = b_f t_f = 400 \cdot 30 = 12\,000 \text{ мм}^2.$$

Прочность приведенного двутаврового сечения $N = 58$ кН > 50 кН.

Пример 11.

Дано. Элемент кольцевого сечения с наружным радиусом $r_e = 500$ мм, внутренним радиусом $r_{in} = 470$ мм. Бетон класса В35 с прочностью на осевое сжатие $R_b = 19{,}5$ МПа. Армирование стенки элемента кольцевого сечения выполнено из двух тканых сеток № 12 и сварной сетки из проволоки 4 мм класса Вр-I, шаг 150×150 мм, нормативное сопротивление арматуры $R_{sser} = 500$ МПа. Расчетное сопротивление $R_s = 450$ МПа.

В сечении действуют изгибающий момент $M = 14$ кН·м и нормальная сила $N = 19$ кН.

Требуется рассчитать прочность сечения.

Расчет. Определяем коэффициент армирования стенки кольцевого сечения:

$$A_m = \pi d_m/4 = 3{,}14 \cdot 2^2/4 = 314 \text{ мм}^2; \quad \mu_m = A_m/t \cdot 20 =$$
$$= 314/300 = 0{,}0105.$$

Прочность внецентренно сжатого кольцевого сечения определяем по зависимости (50) при $r_m = (r_i + r_e)/2 = (250 + 235)/2 = 242{,}5$

Величину относительной площади сжатой зоны бетона определяем по формуле (51) при $A_{br} = 2\pi r_m t_r = 2 \cdot 3{,}14 \cdot 242{,}5 \cdot 15 = 22843{,}5$ мм²

$$\alpha_r = \frac{80{,}0 + 450 \cdot 0{,}0105 \cdot 22843{,}5}{(35 + 3{,}35 \cdot 450 \cdot 0{,}0105)\, 22843{,}5} = 0{,}093.$$

В соответствии с п. 3.20 полученное значение $\alpha_r = 0{,}93 > 0{,}15$; в формулу (50) подставляем значение α_r, вычисленное по формуле (52),

$$\alpha_r = \frac{N + 0{,}73 R_m \mu_{mr1} A_{b2}}{(R_b + 2 R_m \mu_{mr1}) A_{b2}} = \frac{80 + 0{,}73 \cdot 450 \cdot 0{,}0105 \cdot 22843{,}5}{(35 + 2 \cdot 450 \cdot 0{,}0105)\, 22843{,}5} = 0{,}106.$$

Расчетное сопротивление

$$R_{r1}=R_b+R_m\mu_{mr1}=19{,}5+450\cdot 0{,}0105=24{,}225 \text{ МПа}.$$

После подстановки полученных значений в формулу (50) получим

$$Ne_c\leqslant 22843{,}5\left[24{,}285\,\frac{\sin 180\cdot 0{,}106}{3{,}14}+450\cdot 0{,}0105\,(1-1{,}35\cdot 0{,}106)\times\right.$$
$$\left.\times\,1{,}6\cdot 0{,}106\right]\,242{,}5=14\,685\,343 \text{ Н}\cdot\text{мм}.$$

Эксцентриситет продольной силы $e_c=M/N=58\,600\,000/80\,000=$ $=736{,}8$ мм. Прочность сечения $N=14\,685\,343/736{,}8=19\,931$ Н $=$ $=19{,}93$ кН >19 кН, что удовлетворяет заданному усилию.

Пример 12.

Дано. Стенка армоцементной цилиндрической емкости для хранения сыпучих материалов. Толщина стенки $t=25$ мм. Бетон класса В35, группа А с прочностью на осевое сжатие ($R_b=19{,}5$ МПа). Стенка армируется шестью слоями тканых сеток № 10-1 по ГОСТ 3826—82* с расчетным сопротивлением $R_m=R_{mc}=245$ МПа и одним слоем сварной сетки из стальной низкоуглеродистой холоднотянутой проволоки класса Вр-I, $\varnothing=5$ мм, шаг 100×100 мм. Расчетное сопротивление арматуры для предельных состояний первой группы $R_s=R_{sc}=360$ МПа. Осевое усилие растяжения стенки (нормативное) $N=155$ кН. Расчетное растягивающее усилие $N_c=$ $=166$ кН.

Требуется рассчитать сечение стенки по прочности от действия осевого усилия растяжения.

Расчет:

а) коэффициенты армирования при коэффициенте армирования одной сеткой на 1 см $\mu_m=0{,}0071$.

$$\mu_{mt}=6\mu/t=6\cdot 0{,}0071/2{,}5=0{,}017;$$

б) сварными сетками из стальной низкоуглеродистой холоднотянутой проволоки (на участке стенки высотой $t=1$ м), шаг сетки 100 мм, диаметр стержней равен 5 мм.

$$\mu_s=A_s/A_b=10\cdot 19{,}63/25\cdot 1000=0{,}00785.$$

Коэффициент приведенного армирования

$$\mu_{m1}=\mu_{mt}+\mu_s R_s/R_m=0{,}017+0{,}00785\cdot 360:245=0{,}0285.$$

Прочность центрально растянутой стенки определяется в соответствии с требованиями п. 3.32 по формуле (53)

$$N\leqslant R_m\mu_{m1}bt=245\cdot 0{,}02285\cdot 1000\cdot 25=174{,}79 \text{ кН};$$
$$N=174{,}8>N_c=166 \text{ кН},$$

т. е. прочность сечения обеспечена.

Пример 13.

Дано. Элемент внецентренно растянутый толщиной $t=25$ мм и шириной 1000 мм. Бетон мелкозернистый класса В30 группы В. Прочность бетона на осевое сжатие $R_b=170$ МПа. Элемент армируется только шестью слоями тканой сетки № 10-1, ГОСТ 3826—82*, $R_m=R_{mc}=245$ МПа. Сварная сетка из стальной проволоки класса Вр-I, $\varnothing=5$ мм. Осевое усилие растяжения $N=6{,}5$ кН. Изгибающий момент $M=0{,}12$ кН·м. Требуется рассчитать внецентренно растянутое сечение армоцементного элемента по прочности.

Расчет. Коэффициент сетчатого армирования при $\mu_m=0{,}0071$ равен:

$$\mu_{m1}=6\mu_m/t=6\cdot 0{,}0071/2{,}5=0{,}017.$$

Определяем эксцентриситет нормальной силы

$$e_c=M/N=0{,}12/6{,}5=0{,}018>h/2.$$

Прочность внецентренно растянутого элемента для случая приложения силы N за пределами сечения определяем по (55)

$$N_e=R_m\mu_{m1}b\,[(h-x)/2]^2-(R_b+R_{ms}\mu_{m1})\,bx^2/2.$$

Высота сжатой зоны определяется из зависимости (56). Для вычисления высоты сжатой зоны определяем коэффициенты $\gamma_1=0$ и $\gamma_2=0$. Значение γ_3 находим из выражения (49)

$$\gamma_3=b\mu_{m1}(he_1+h/2)=1000\cdot 0{,}0285\,(25\cdot 30{,}5+25^2:2)=30\,637{,}5.$$

Эксцентриситет продольной силы относительно грани растянутой зоны

$$e_t=e_c+h/2=18+25:2=30{,}5\ \text{мм}.$$

Высота сжатой зоны

$$x=-(e_t-h)\pm$$

$$\pm\sqrt{(e_t-h)^2-(-R_c\gamma_3)/[0{,}5b\,(R_b+2R_{mc}\mu_{m1})]}=-(30{,}5-25)\pm$$

$$\pm\sqrt{(30{,}5-25)^2-(-245\cdot 30637{,}5):[0{,}5\cdot 1000\,(18+2\cdot 245\cdot 0{,}0285)]}=$$

$$=16{,}5\ \text{мм},$$

и отношение $\xi=x/h=0{,}66$. Предельное отношение определяем по формуле

$$\xi_R=\omega/[1+\sigma_m(1-\omega/1{,}1)/400]=$$

$$=0{,}364:[1+245\,(1-0{,}364:1{,}1):400]=0{,}26,$$

где $\omega=0{,}5-0{,}008\cdot 17=0{,}364$.

Так как $x/h=0{,}66>\xi_R=0{,}26$, то в условие прочности (55) подставляем значение $x=\xi_R h=0{,}26\cdot 25=6{,}45$ мм. После подстановки получаем

$$Ne\leqslant R_m\mu_{m1}b\,[(h-x)/2]^2-(R_b+R_m\mu_{m1})bx^2/2=$$
$$=245\cdot 0{,}0285\cdot 1000\,[(25-6{,}45):2]^2-(18+245\cdot 0{,}0285)\,1000\cdot 6{,}45^2:2=$$
$$=81\,089\ \text{Н}\cdot\text{мм}.$$

Несущая способность $N=81\,089/18=4{,}5$ кН. Прочность элемента не обеспечена.

Пример 14.

Дано. Армоцементный внецентренно растянутый элемент толщиной $t=25$ мм и шириной 1000 мм выполнен из мелкозернистого бетона класса В35, группы А, прочностью на осевое сжатие $R_b=$ $=18$ МПа.

Элемент армируется шестью слоями тканой сетки № 10-1 ГОСТ 3826—82*, расчетное сопротивление $R_m=R_{mc}=245$ МПа и сварной сеткой из стальной низкоуглеродистой холоднотянутой проволоки класса Вр-I, $\varnothing=5$ мм, шаг 100 мм. Нормативное сопротивление растяжению $R_{sn}=R_{s\,ser}=395$ МПа. Расчетное сопротивление арматуры для предельных состояний первой группы $R_{sc}=$ $=360$ МПа. Армоцементный элемент работает на осевое растяжение с усилием $N=139$ кН и изгибается моментом $M=0{,}5$ кН·м.

Требуется рассчитать сечение внецентренно растянутого элемента по прочности.

Расчет. Коэффициент сетчатого армирования в соответствии с требованиями п. 3.3 при коэффициенте армирования одной сеткой на 1 см толщины элемента $\mu_m=0{,}0071$ равен:

$$\mu_{mt}=6\mu_m/t=6\cdot 0{,}0071/2{,}5=0{,}017.$$

Коэффициент армирования сварными сетками из стальной низкоуглеродистой холоднотянутой проволоки (на участке шириной $t=1$ м, шаг сетки 100 мм, $\varnothing=5$ мм)

$$\mu_s=A_s/A_b=10\cdot 19{,}63/25\cdot 1000=0{,}00785.$$

Коэффициент приведенного армирования

$$\mu_{mt1}=\mu_{mt}+\mu_s R_s/R_m=0{,}017+0{,}00785\cdot 360:345=0{,}0285.$$

Расчет внецентренно растянутых элементов прямоугольного сечения с арматурой, приведенной к равномерно распределенной, производится в соответствии с п. 3.23.

Эксцентриситет нормальной силы $e_c=M/N=0{,}5/140=$ $=0{,}0036$ м. Находим расстояние от центра массы сечения элемента до ядровой точки. Площадь сечения $A=25\cdot 1000=25\,000$ мм.

Момент сопротивления

$$W = I/y_{cm} = bt^3/12(t/2) = 1000 \cdot 25^3 : 12 : (25 : 2) = 104\,166{,}7 \text{ мм}^3.$$

Радиус инерции $r = W/A = 104166{,}7/25\,000 = 4{,}17$ мм.

Поскольку продольная сила приложена в пределах ядра сечения, так как $e_c = 3{,}6$ мм $< r = W/A = 4{,}17$ мм, то расчет прочности производим по формуле (54) с коэффициентом $\gamma = 0{,}8$.

$$N \leqslant \gamma R_m \mu_{mtl} bh = 0{,}8 \cdot 245 \cdot 0{,}0285 \cdot 1000 \cdot 25 = 139{,}65 \text{ кН}.$$

Поскольку $N = 139{,}65$ кН $> N' = 139$ кН, то прочность элемента обеспечена.

Пример 15.

Дано. Сечение то же, что и в примере 14.

Осевое усилие растяжения элемента $N = 100$ кН. Изгибающий момент $M = 0{,}7$ кН·м.

Требуется рассчитать внецентренно растянутый элемент по прочности.

Расчет. Коэффициенты сетчатого армирования те же, что и в прим. 14.

В соответствии с п. 3.22б, если продольная сила N приложена между ядром сечения и наружной гранью сечения, прочность внецентренно растянутого сечения определяется из условия (54), в котором коэффициент γ принимается равным 0,6.

Эксцентриситет продольной силы $e_c = M/N = 0{,}7/60 = 0{,}012$ м. Так как $e_c = 12$ мм $> r = W/A = 4{,}17$ мм, продольная сила приложенная между ядром сечения и наружной гранью и прочность сечения, равна:

$$N = \gamma R_m \mu_{mtl} bh = 0{,}6 \cdot 245 \cdot 0{,}0285 \cdot 1000 \cdot 25 = 104{,}7 \text{ кН}.$$

Так как $N = 104{,}7$ кН $> N = 100$ кН, прочность элемента обеспечена.

РАСЧЕТ ПО ПРОЧНОСТИ СЕЧЕНИЙ, НАКЛОННЫХ К ПРОДОЛЬНОЙ ОСИ ЭЛЕМЕНТА

3.23 (3.20). Расчет по прочности наклонных сечений должен производиться:

по сжатому бетону между наклонными трещинами;

по наклонной трещине на действие поперечной силы;

по наклонной трещине на действие изгибающего момента.

3.24. Для армоцементных элементов прямоугольного сечения должно соблюдаться условие, обеспечивающее прочность по сжатому бетону между наклонными трещинами:

$$Q \leqslant 0{,}3 \varphi_{w1} \varphi_{b1} R_b b_w h_w. \qquad (57)$$

Рис. 35. Сечение и схема усилий в элементе при расчете его по прочности сечений, наклонных к продольной оси элемента

Коэффициент φ_{w1}, учитывающий влияние поперечных и продольных проволок сеток, определяется по формуле

$$\varphi_{w1}=1+5E_m\mu_{mw1}/E_b. \tag{58}$$

Коэффициент φ_{b1} определяется по формуле

$$\varphi_{b1}=1-0{,}01R_b, \tag{59}$$

где значение R_b принимается в МПа.

3.25. Расчет прочности сечений, наклонных к продольной оси армоцементного элемента, на поперечную силу (рис. 35) должен производиться из условия

$$Q\leqslant Q_m+Q_b, \tag{60}$$

где Q — поперечная сила, определяется внешней нагрузкой, расположенной по одну сторону от рассматриваемого наклонного сечения; Q_m — поперечная сила, воспринимаемая поперечными проволоками сетки, пересекающими наклонную трещину; Q_b — поперечная сила, воспринимаемая бетоном сжатой зоны в наклонном сечении.

Значение Q_m определяется по формуле

$$Q_m=q_{mw}a_q, \tag{61}$$

где a_q — проекция наклонной трещины; угол наклона трещины принимается равным 45°; q_{mw} — интенсивность армирования элемента

поперечными проволоками сеток в пределах наклонной трещины, определяемая по формуле

$$q_{mw}=R_{mw}\mu_{mw1}t_w/\sin(90°-\beta); \qquad (62)$$

здесь μ_{mw1} — коэффициент приведенного армирования стенки при расчете на поперечную силу, определяемый по формуле

$$\mu_{mw1}=A_{mw}/(t_w h_w)+A_{sw}R_{sw}/(t_w R_{mw}), \qquad (63)$$

A_{mw} — площадь сечения поперечных проволок сеток, расположенных в пределах наклонной трещины; A_{sw} — площадь сечения поперечных стержней, пересекающихся в пределах наклонных трещин; t_w — толщина стенки, воспринимающей поперечную силу; β — угол наклона стенки складчатого элемента к вертикальной оси сечения.

Значение поперечной силы Q_b для изгибаемых и внецентренно сжатых элементов определяется по формуле

$$Q_b=0{,}75R_{bt}t_w h^2_w/[a_q \sin(90°-\beta)], \qquad (64)$$

где t_w и h — соответственно ширина и высота элемента в рассматриваемом сечении.

Примечание. R_{bt} — принимается с коэффициентом γ_b п. 2.11, который определяется по отношению главных сжимающих и главных растягивающих напряжений в наклонном сечении.

В случае когда граница сжатой зоны располагается в пределах полки, допускается принимать $a_q=h_w$.

3.27 (2.23). Расчет сечений, наклонных к продольной оси элемента, на действие изгибающего момента должен производиться из условия

$$M\leqslant(R_sA_s+R_m\mu_{mf1}b'_f t'_f)[h-(t'_f+t_f)/2]+ \\ +1{,}41R_m\mu_{mw1}t_w h_w(h_w+t'_f)/2, \qquad (65)$$

где M — момент всех внешних сил, расположенных по одну сторону от рассматриваемого наклонного сечения относительно оси, проходящей через точку приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне и перпендикулярной плоскости действия момента.

Высота сжатой зоны в наклонном сечении, измеренная по нормали к продольной оси элемента, определяется из условия равновесия проекций усилий в бетоне и арматуре наклонного сечения на продольную ось элемента.

Проверка на действие изгибающего момента не производится для наклонных сечений, пересекающих растянутую грань элемента на участках, обеспеченных от образования нормальных к оси элемента трещин, т. е. там, где момент M от внешней нагрузки, на которую ведется расчет по прочности, меньше или равен моменту трещинообразования M_{crc}, определяемому по формуле (125) СНиП 2.03.01—84, в котором значение $R_{bt,ser}$ заменяется R_{bt}.

ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА

Пример 16.

Дано. Складчатая панель покрытия в соответствии с данными, приведенными в прим. 2 (рис. 26).

Требуется рассчитать складчатую панель по прочности наклонного сечения. В соответствии с п. 3.24 должно соблюдаться условие по формуле (57), обеспечивающее прочность по сжатому бетону между наклонными трещинами, где коэффициент, учитывающий влияние поперечных проволок сеток, равен:

$$\varphi_{w1}=1+5E_m\mu_{mw1}/E_b=1+5\cdot 150\,000\cdot 0{,}00465:28\,500=1{,}12.$$

Коэффициент, учитывающий бетон, $\varphi_{b1}=1-0{,}01$; $R_b=1-0{,}01\cdot 22=$ $=0{,}78$.

Из условия (57) определяем $Q\leqslant 3{,}4\varphi_{w1}\varphi_{b1}R_bbh_w=0{,}3\cdot 1{,}12\times$ $\times 0{,}78\cdot 22{,}66\cdot 240=91329{,}6$ Н.

Максимальная поперечная сила от внешней нагрузки равна 8526 Н. Условие (57): $Q=8526$ Н $<Q=91329{,}6$ Н выполнено. Прочность сжатого бетона между наклонными трещинами обеспечена. Расчет на поперечную силу выполняем по условию (60). Так как граница сжатой зоны располагается в пределах полки, принимаем $a_q=h_w=240$ мм. Интенсивность армирования [по формуле (62)] элемента поперечными стержнями сеток $q_{mw}=$ $=206\cdot 0{,}00465\cdot 5{,}6/0{,}5=107{,}3$ МПа.

Поперечная сила, воспринимаемая поперечными проволоками по формуле (61), равна $Q_m=107{,}3\cdot 240=25\,752$ Н. Поперечная сила, воспринимаемая бетоном сжатой зоны по формуле (64),

$$Q_b=0{,}75R_{bt}t_wh^2/a_q=0{,}75\cdot 1{,}36\cdot 5{,}6\cdot 280^2:240=18\,659{,}2\ \text{Н}.$$

Прочность по наклонному сечению равна: $Q=(186{,}59+257{,}52)\,10^2=$ $=444\,110$ Н $>Q=8526$ Н, т. е. прочность по наклонному сечению обеспечена.

Расчет по наклонному сечению преднапряженного элемента на действие изгибающего момента производится по формуле (65). Размеры сечения R_{sp}, A_{sp}, R_{mf}, μ_{mf1}, μ_{mw1} (см. прим. 2)

$$M\leqslant(R_{sp}A_{sp}+R_m\mu_{mf1}b'_ft'_f)\,[h-(t'_f+t_f)/2]+$$
$$+1{,}41R_m\mu_{mw1}t_wh_w(h_w+t'_f)/2=(1240\cdot 28{,}28+245\cdot 0{,}0117\cdot 250\cdot 20)\times$$
$$\times[280-(20+20):2]+1{,}41\cdot 245\cdot 0{,}00465\cdot 240\cdot 56(240+20):2=$$
$$=24{,}768\ \text{Н}\cdot\text{мм}=24{,}8\ \text{кН}\cdot\text{м}.$$

Прочность сечения обеспечена.

Пример 17.

Дано. Элемент с приведенным двутавровым сечением с размерами: высота сечения $h=240$ мм, ширина полки $b'_f=920$ мм, толщина полки $t'_f=20$ мм, толщина вертикальной стенки $t_w=165{,}5$ мм, ширина нижней растянутой полки $b_f=1840$ мм, толщина растянутой полки $t_f=25$ мм. Бетон мелкозернистый класса В35, группы Б с прочностью на осевое сжатие $R_b=19{,}5$ МПа и прочностью на осевое растяжение $R_{bt}=1{,}15$ МПа. Начальный модуль упругости бетона $E_b=28\,500$ МПа. Поперечная сила $Q=68$ кН. Армирование предусмотрено двумя ткаными сетками № 10-1 по ГОСТ 3826—82* по всему сечению (соответствующий коэффициент сетчатого армирования $\mu_m=0{,}0071$).

Верхняя и нижняя полки дополнительно армируются сварными сетками из стальной низкоуглеродистой холоднотянутой проволоки класса Вр-I в сжатой зоне — восемь стержней диаметром 3 мм, $A'_s=8\cdot 7{,}1=56{,}8=57$ мм²; в растянутой зоне — 28 стержней диаметром 4 мм, $A_s=28\cdot 12{,}6=352{,}8$ мм².

Требуется рассчитать двутавровое сечение по прочности наклонного сечения.

В соответствии с п. 3.24 проверяем, обеспечивается ли условие прочности по бетону между наклонными трещинами. Складчатая панель рассчитывается по приведенному сечению с толщиной стенки $t_w=165{,}5$ мм по условию (57).

Коэффициент, учитывающий влияние поперечных и продольных проволок сетки φ_{w1}, определяемый по формуле (58), равен:

$$\varphi_{w1}=1+5E_m\mu_{mw1}/E_b=1+5\cdot 150\,000\cdot 0{,}0071:27\,500=1{,}19.$$

Коэффициент φ_{b1}, определяемый по формуле (59), равен:

$$\varphi_{b1}=1-0{,}01R_b=1-0{,}01\cdot 19{,}5=0{,}8;$$

$$Q\leqslant 0{,}3\varphi_{w1}\varphi_{b1}R_bb_wh_w=0{,}3\cdot 1{,}19\cdot 0{,}8\cdot 19{,}5\cdot 165{,}5\cdot 195=179\ \text{кН}.$$

Прочность по сжатому бетону между трещинами обеспечена, так как $Q=179$ кН $>Q=75$ кН.

Интенсивность армирования элемента поперечными проволоками сеток в пределах наклонной трещины, определяемая по формуле (62), равна:

$$q_{mw}=R_{mw}\mu_{mw1}t_w/\sin\beta.$$

Коэффициент приведенного армирования стенки при расчете на поперечную силу, определяемый по формуле (78)

$$\mu_{mw1}=A_{mw}/t_{w1}=0{,}0071,\ \text{тогда}\ q_{mw}=206\cdot 0{,}0071\cdot 165{,}5/0{,}865=$$
$$=279{,}84\ \text{Н}\cdot\text{мм}.$$

Поперечная сила, воспринимаемая поперечными проволоками, вычисленная по формуле (61), равна:

$$Q_m = q_{mw} a_q = 279{,}84 \cdot 195 = 54568{,}5 \text{ Н} = 54{,}57 \text{ кН}.$$

Поперечная сила, воспринимаемая бетоном сжатой зоны, вычисленная по формуле (64), равна:

$$Q_b = 0{,}75 R_{bt} t_w h^2_w / a_q = 0{,}75 \cdot 1{,}15 \cdot 165{,}5 \cdot 195^2 : 195 = 13{,}9 \text{ кН}.$$

Прочность сечения по наклонному сечению $Q = Q_m + Q_b = 54{,}57 + 13{,}9 = 68{,}5$ кН. Так как $Q = 68{,}5$ кН $> Q = 68$ кН. Прочность элемента по наклонному сечению обеспечена.

Пример 18.

Дано. Армоцементный элемент пролетом 5,9 м имеет прямоугольное сечение $h_w = 200$ мм, $t_w = 40$ мм (рис. 26). Изгибающий момент, действующий в сечении у опоры равен $M = 5{,}5$ кН·м; поперечная сила в сечении $Q = 20$ кН. Бетон для бетонирования элемента принят мелкозернистый класса В40, группы А. Сечение армируется шестью сварными сетками для армоцемента (Ø = 0,5 мм, ТУ 14-4-713-76) прил. 1 и арматурой из высокопрочной гладкой проволоки Вр-II Ø = 3 мм. Требуется произвести расчет по прочности наклонного сечения. Расчетные характеристики сварной сетки для армоцемента: $R_m = 245$ МПа, $R_{mw} = 206$ МПа, $E_m = 150\,000$ МПа. Расчетные сопротивления мелкозернистого бетона: $R_b = 22$ МПа, $R_{bt} = 1{,}4$ МПа, $E_b = 28{,}5 \cdot 10^3$ МПа. Расчетные сопротивления высокопрочной гладкой проволоки класса В-II $R_s = 1240$ МПа, $E_{sp} = 200\,000$ МПа.

Проверяем условие, обеспечивающее прочность по сжатому бетону между наклонными трещинами по формуле (57).

Коэффициент, учитывающий влияние поперечных проволок сеток, равен при $\mu_{mw1} = 0{,}0031 \cdot 6/4 = 0{,}00465$; $\varphi_{w1} = 1 + 5 \times 150\,000/28\,500 \cdot 0{,}00465 = 1{,}12$; $\varphi_{b1} = 1 - 0{,}01 \cdot 22 = 0{,}78$. Тогда по формуле (57)

$$Q = 0{,}3 \cdot 1{,}12 \cdot 0{,}78 \cdot 22 \cdot 40 \cdot 200 = 46\,126 \text{ Н}.$$

Максимальная поперечная сила от внешней нагрузки $Q = 40\,000$ Н, значит условие (57) выполнено, прочность бетона между наклонными трещинами обеспечена.

Расчет по прочности наклонного сечения выполняем по условию (60).

Интенсивность поперечного армирования по формуле (62)

$$q_{mw} = 206 \cdot 0{,}00465 \cdot 40/0{,}5 = 76{,}6 \text{ МПа}.$$

Поперечная сила, воспринимаемая поперечными проволоками сетки по формуле (61), равна $Q_m = 76{,}6 \cdot 200 = 15\,320$ Н.

Поперечная сила, воспринимаемая бетоном сжатой зоны по формуле (64), равна:

$$Q_b = 0{,}75 R_{bt} t_w h^2_w / [a_q \sin(90° - \beta)] =$$
$$= 0{,}75 \cdot 1{,}4 \cdot 40 \cdot 200^2 : (200 \cdot 0{,}96) = 80{,}64 \text{ Н}.$$

Прочность наклонного сечения по формуле (60) равна:

$$Q = 8064 + 15\,320 = 23\,384 \text{ Н} > Q = 20\,000 \text{ Н}.$$

Прочность наклонного сечения на действие поперечной силы обеспечена.

Расчет наклонного сечения на действие изгибающего момента производим по формуле (65). Для прямоугольных сечений прочность

$$M \leqslant R_s A_s h + 1{,}41 R_m \mu_{mw1} t_w h^2_w / 2 =$$
$$= 1240 \cdot 21{,}21 \cdot 200 + 1{,}41 \cdot 245 \cdot 0{,}0046 \cdot 40 \cdot 200 : 2 = 6\,545\,154 \text{ Н} \cdot \text{мм}.$$

Поскольку $M = 6{,}54$ кН·м $> M = 5{,}5$ кН·м, прочность наклонного сечения на действие изгибающего момента обеспечена.

Пример 19.

Дано. Двускатное покрытие здания из сборных длинномерных складчатых панелей сечением пятигранной складки: $b'_f = 400$ мм, $t'_f = 30$ мм; $h = 1000$ мм, $h_w = 940$ мм, $b_f = 400$ мм, $t_f = 30$ мм; толщина стенки приведенная $t_w = 46$ мм. Угол наклона стенок $\alpha = 60°$. Сечение армируется в пределах верхней сжатой и нижней растянутой полок восемью слоями сетки № 12-05 по ТУ 14-4-713-76, а в пределах наклонных граней сечение — четырьмя сварными сетками № 12-05 по ТУ 14-4-713-76. В пределах сжатой и растянутой полок сечение армируется дополнительно сварными каркасами из арматуры класса А-III, $\varnothing = 10$ мм.

$$A' = A_s = 78{,}5 \cdot 4 = 314 \text{ мм}^2.$$

Расчетное сопротивление и модули упругости арматуры и бетона: сварных сеток $R_m = 245$ МПа, $R_{mw} = 206$ МПа, $E_m = 150\,000$ МПа; сварных каркасов $R_s = 365$ МПа, $E_s = 200\,000$ МПа. Бетон мелкозернистый класса В30 — $R_b = 15{,}5$ МПа и $R_{bt} = 1{,}1$ МПа, $E_b = 26\,000$ МПа.

В сечении действует поперечная сила $Q = 30$ кН, $M = 130$ кН·м. Требуется рассчитать прочность сечения на поперечную силу.

Расчет. Коэффициенты сетчатого армирования стенки (при одной сетке на 1 см толщины стенки $\mu_m = 0{,}0014$) равны:

$$\mu_{mw1} = \mu_m n / t_w = 0{,}0014 \cdot 4 : 4{,}6 = 0{,}0012;$$
$$\mu_{ml} = 0{,}0014 \cdot 8/3 = 0{,}0037.$$

Коэффициент, учитывающий влияние поперечных и продольных проволок сеток

$$\varphi_{w1}=1+5E_m\mu_{mw1}/E_b=1+5\cdot 150\,000\cdot 0{,}0012:26\,000=1{,}04.$$

Коэффициент φ_{b1} определяем по формуле (59)

$$\varphi_{b1}=1-0{,}01R_b=1-0{,}01\cdot 15{,}5=0{,}845.$$

Проверяем условие, обеспечивающее прочность по сжатому бетону, по формуле (57)

$$Q\leqslant 0{,}3\cdot 1{,}04\cdot 0{,}845\cdot 15{,}5\cdot 46{,}94=176\,697\ \text{Н}.$$

Поскольку $Q=30$ кН $<Q=177$ кН, условие (57) выполнено, прочность на сжатие между наклонными трещинами обеспечена.

Расчет по прочности сечения, наклонного к продольной оси армоцементного сечения на поперечную силу, производится из условия (60).

Интенсивность армирования элемента поперечными проволоками, по формуле (62), равна:

$$q_{mw}=R_{mw}\mu_{mw1}t_w/\sin\beta=206\cdot 0{,}0014\cdot 46:\sin 60^\circ=15{,}32\ \text{МПа}.$$

Поперечная сила, воспринимаемая поперечными проволоками, по формуле (67), равна:

$$Q_m=q_{mw}a_q=15{,}32\cdot 940=14\,400\ \text{Н}=14{,}4\ \text{кН}.$$

Поперечная сила, воспринимаемая бетоном сжатой зоны, по формуле (64), равна:

$$Q_b=0{,}75R_bt_wh^2_w/[a_q\sin(90^\circ-\beta)]=0{,}75\cdot 1{,}1\cdot 46\cdot 940^2:940=17{,}8\ \text{кН}.$$

Прочность элемента по наклонному сечению по формуле (60) равна:

$$Q=Q_m+Q_b=14{,}4+17{,}8=32{,}2\ \text{кН}.$$

Поскольку $Q=32{,}2$ кН $>Q=30$ кН, прочность элемента обеспечена.

Прочность сечения, наклонного к продольной оси элемента, на действие изгибающего момента по формуле (65) равна:

$$M=(R_sA_s+R_m\mu_{mf1}b'_ft'_f)[h-(t'_f+t_f)/2]+$$
$$+1{,}41R_m\mu_{mw1}t_wh_w(h_w+h_f)/2=(365\cdot 314+245\cdot 0{,}0037\cdot 400\cdot 30)\times$$
$$\times[1000-(30+30):2]+1{,}41\cdot 245\cdot 0{,}0014\cdot 46\cdot 940(940+30):2=$$
$$=131{,}2\ \text{кН}\cdot\text{м}.$$

Поскольку $M=131{,}2$ кН·м $>M=130$ кН·м, прочность обеспечена.

4. РАСЧЕТ АРМОЦЕМЕНТНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ ВТОРОЙ ГРУППЫ

РАСЧЕТ ПО ОБРАЗОВАНИЮ ТРЕЩИН

4.1 (4.1). Расчет элементов армоцементных конструкций по образованию трещин, нормальных и наклонных к продольной оси элемента, следует производить в соответствии с требованиями СНиП 2.03.01—84 как для железобетонных конструкций из мелкозернистого бетона соответствующего класса. При этом значение момента сопротивления с учетом трещин W_{pl} следует определять по п. 4.13, а $R_{bt,ser}$ принимать без учета коэффициента условий работы бетона γ_b.

4.2. Расчет элементов армоцеметных конструкций по образованию трещин, нормальных и наклонных к продольной оси элемента, следует производить: для выявления необходимости проверки по раскрытию трещин; для выяснения случая расчета по деформациям.

В элементах армоцементных конструкций или на его участках трещины отсутствуют, если усилия, вызванные действием полной нагрузки или ее частью, вводимые в расчет с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma=1$, меньше усилия, которое воспринимает сечение при образовании трещин. Полная нагрузка включает постоянные, длительные и кратковременные нагрузки.

Допускается принимать без расчета, что изгибаемый элемент прямоугольного и таврового сечений с сжатой полкой имеет в наиболее напряженных участках трещины, нормальные к продольной оси, если требуемый по расчету коэффициент армирования больше 0,005.

4.3. Расчет армоцементных элементов по образованию нормальных трещин должен производиться из условия

$$M_r \leqslant M_{crc}, \tag{66}$$

где M_r — момент внешних сил, расположенных по одну сторону от рассматриваемого нормального сечения, относительно оси, параллельной нулевой линии и проходящей через ядровую точку, наиболее удаленную от растянутой зоны, трещинообразование которой проверяется; M_{crc} — момент, воспринимаемый сечением, нормальным к продольной оси элемента при образовании трещин и определяемый по формуле

$$M_{crc}=R_{bt,ser}W_{pl}\pm M_{shr}. \tag{67}$$

Здесь M_{shr} — момент усилия N_{shr}, вызванного усадкой армоцемента относительно той же оси, что и для определения M_r; знак момента определяется направлением вращения («плюс» — когда направления противоположны, «минус» — когда направления моментов M_{shr} и M_r совпадают).

Для свободно опертых балок или плит момент M_{crc} определяется по формуле

$$M_{crc}=R_{bt,ser}W_{crc}-N_{shr}(e_{ON}+r). \quad (68)$$

Усилие N_{shr} рассматривается как внешняя растягивающая сила, величина и эксцентриситет относительно центра тяжести приведенного сечения которой определяются по формулам:

$$N_{shr}=\sigma_{shr}(\mu'_{mf1}A_{fc}+\mu_{mw1}A_w+\mu_{mf1}A_{ft}); \quad (69)$$

$$e_{ON}=(\mu_{mf1}A_{ft}y_t+\mu_{mw1}A_wy_w-\mu_{m1}A_{fc}y_c)/(\mu_{m1}A_{fc}+ +\mu_{mw1}A_w+\mu_{mf1}A_{ft}), \quad (70)$$

где y_t, y_w, y_c — расстояния от центра тяжести приведенного сечения до центров тяжести сечений соответственно растянутой полки, вертикальной стенки и сжатой полки; σ_{shr} — напряжение в сетке (приведенном сетчатом армировании), вызванное усадкой бетона, принимается по табл. 3; μ'_{mf1}, μ_{mw1}, μ_{mf1} — коэффициенты армирования, приведенные к сетчатому по отношению модулей упругости соответственно сетчатого для верхней полки, стенки и нижней полки.

Величина M_r определяется по формулам:

для изгибаемых моментов $M_r=M$;

для внецентренно сжатых элементов

$$M_r=N(e_0-r); \quad (71)$$

для центрально и внецентренно растянутых элементов

$$M_r=N(e_0+r). \quad (72)$$

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

Величина r определяется:

для изгибаемых элементов без преднапряжения по формуле

$$r=W_{pl}/[(1+\mu_{m(E)})A_{fc}+(1+\mu_{mw(E)})A_{wt}+(1+\mu_{mf1(E)})A_{ft}]; \quad (73)$$

для внецентренно сжатых изгибаемых преднапряженных и внецентренно растянутых элементов, если $N<P$, по формуле

$$r=\varphi W_{pl}/[(1+\mu_{m(E)})A_{cf}+(1+\mu_{mw(E)})A_{wt}+(1+\mu_{mf1(E)})A_{ft}], \quad (74)$$

где $\varphi=1{,}6\dfrac{\sigma_b}{R_{b\,sec}}$, но принимается не менее 0,7 и не более 1; σ_b — максимальное напряжение в сжатом бетоне, вычисляемое для упругого тела по приведенному сечению;

для внецентренно растянутых элементов — по формуле (если $N>P$)

$$r_n=W_{pl}/[A+2\alpha(\mu_{m(E)}A)], \quad (75)$$

где W_{pl} — момент сопротивления приведенного сечения для крайнего растянутого волокна с учетом неупругих деформаций растянутого бетона, определяемый согласно указаниям п. 4.4.

Примечание. Приведенное сечение включает сечение бетона, а также сечение всей продольной арматуры, умноженное на отношение соответствующих модулей упругости арматуры и бетона.

4.4. Величина момента сопротивления приведенного сечения для крайнего растянутого волокна (с учетом неупругих деформаций растянутого бетона) W_{pl} определяется в предположении отсутствия продольной силы N и P по формуле

$$W_{pl}=2(I_{bc}+\alpha I_{mc1}+\alpha I_{mt1})/(h-x)+S_{bt}, \qquad (76)$$

где I_{bc}, I_{mc1}, I_{mt1} — моменты инерции соответственно площадей сечения сжатой зоны бетона, арматуры, расположенной в пределах сжатой зоны и в пределах растянутой зоны относительно нулевой линии; S_{bt} — статический момент площади сечения растянутой зоны бетона относительно нулевой линии.

Положение нулевой линии в общем случае определяется из условия

$$S'_{bc}+\alpha S'_{mc}-\alpha S_{mt}=(h-x)A_{bt}/2, \qquad (77)$$

где S'_{bc}, S'_{mc}, S_{mt} — статические моменты соответственно площади сечения сжатой зоны бетона, арматуры, приведенной к площади сеток, расположенной в сжатой зоне и в растянутой зоне сечения; A_{bt} — площадь сечения растянутой зоны бетона, $\alpha=E_{m1}/E_b$.

Для прямоугольных, тавровых и двутавровых сечений положение нулевой линии может быть определено из выражения

$$h-x=\bar{S}_1/\bar{A}_1, \qquad (78)$$

где $\bar{S}_1$ — статический момент площади приведенного сечения, вычисленный без учета площади бетона растянутых свесов, относительно крайнего растянутого волокна; $\bar{A}_1$ — площадь приведенного сечения, вычисленная без учета половины площади бетона растянутых свесов.

Значение W_{pl} для двутавровых сечений допускается определять по формуле

$$W_{pl}=[0{,}292+0{,}75(\gamma_1+2\mu_{mft}\alpha)+0{,}75(\gamma_2+2\mu'_{mft}\alpha)]\,t_w h^2, \qquad (79)$$

где $\gamma_1=(b_f-t_w)t_f/(t_w h)$;

$\gamma_2=2(b'_f-t_w)t'_f/(t_w h)$;

$\alpha=E_{m1}/E_b$;

$\mu_{mft}=\mu_{mf}+\mu_s E_s/E_{m1}+\mu_{sp}E_{sp}/E_{m1}$;

$\mu'_{mf1}=\mu'_{mf}+\mu_s E_s/E_{m1}+\mu_{sp}E_{sp}/E_{m1}$,

здесь μ_s, μ_{sp} — коэффициенты армирования сечения соответственно ненапрягаемой и напрягаемой стержневой (проволочной) арматуры; μ_{mf}, μ_{mw} — коэффициенты армирования сечения соответственно растянутой полки и сжатой полки; b_f, b'_f — ширина полок двутаврового сечения соответственно растянутой и сжатой; t_f, t'_f — толщина полок двутаврового сечения соответственно растянутой и сжатой; t_w — толщина вертикальной стенки двутаврового сечения; h — высота сечения; E_s, E_m, E_b — модули упругости соответственно арматуры сеток и бетона.

Таблица 13

№	Характеристика сечения	Коэффициент γ	Форма поперечного сечения
1	Прямоугольное	1,75	
2	Тавровое с полкой, расположенной в сжатой зоне	1,75	
3	Тавровое с полкой (уширением), расположенной в растянутой зоне: при $b_f/b_w \leqslant 2$ независимо от отношения t_f/h	1,75	
	$\frac{b_f}{b_w} > 2;\ \frac{t_f}{h} \geqslant 0,2$	1,75	
	$\frac{b_f}{b_w} < 2;\ \frac{t_f}{h} < 0,2$	1,5	

Продолжение табл. 13

№	Характеристика сечения	Коэффициент ν	Форма поперечного сечения
4	Двутавровое симметричное (коробчатое) сечение $b'_f = b_f$:		
	при $\frac{b'_f}{t_w} = \frac{f_f}{t_w} \leqslant 2$ независимо от отношений $\frac{t'_f}{h} = \frac{t_f}{h}$	1,75	
	при $2 < \frac{b'_f}{t_w} = \frac{b_f}{t_w} \leqslant 6$ независимо от отношений $\frac{t'_f}{h} = \frac{t_f}{h}$	1,5	
	при $\frac{b'_f}{t_w} = \frac{b_f}{t_w} > 6$ и $\frac{t'_f}{h} = \frac{t_f}{h} \geqslant 0,2$	1,5	
	при $6 < \frac{b'_f}{t_w} = \frac{b_f}{t_w} \leqslant 15$ и $\frac{t'_f}{h} = \frac{t_f}{h} < 0,2$	1,25	
	при $\frac{b'_f}{t_w} = \frac{b_f}{t_w} > 15$ и $\frac{t'_f}{h} = \frac{t_f}{h} < 0,1$	1,1	

5	Двутавровое несимметричное, удовлетворяющее условию $\frac{b'_f}{b_f} \leqslant 3$:		
	при $\frac{b_f}{t_w} \leqslant 2$ независимо от отношения $\frac{t_f}{h}$	1,75	
	при $2 < \frac{b_f}{t_w} \leqslant 6$ независимо от отношения $\frac{t_f}{h}$	1,5	
	при $\frac{b_f}{t_w} > 6$; $\frac{t_f}{h} > 0,1$	1,5	
6	Двутавровое несимметричное, удовлетворяющее условию $3 < \frac{b'_f}{b_f} < 8$:		
	при $\frac{b_f}{t_w} \leqslant 4$ независимо от отношения $\frac{t_f}{h}$	1,5	
	при $\frac{b_f}{t_w} > 4$ и $\frac{t_f}{h} \geqslant 0,2$	1,5	
	при $\frac{b_f}{t_w} > 4$ и $\frac{t_f}{h} < 0,2$	1,25	

Продолжение

№	Характеристика сечения	Коэффициент γ	Форма поперечного сечения
7	Двутавровое несимметричное, удовлетворяющее условию $\frac{b'_f}{b_f} \geqslant 8$:		
	при $\frac{t_f}{h} > 0,3$	1,6	
	при $\frac{t_f}{h} \leqslant 0,3$	1,25	
8	Кольцевое и круглое	$2-0,4\frac{D_1}{D}$	
9	Крестовое:		
	при $\frac{b'_f}{b} \geqslant 2$ и $0,9 \geqslant \frac{t'_f}{h} > 0,2$	2	
	в остальных случаях	1,75	

Примечание. В таблице обозначения b_f и t_f соответствуют размерам полки, которая при расчете по образованию трещин — растянута, а b'_f и t'_f — соответствуют размерам полки, которая для этого случая расчета сжата.

При известном значении W величину W_{pl} можно также определять по формуле

$$W_{pl}=\gamma W, \tag{80}$$

где γ — коэффициент отношения момента сопротивления W к значению W_{pl}, определяется по табл. 13; W — момент сопротивления для растянутой грани приведенного сечения, определяемый по правилам сопротивления упругих материалов.

4.5. Расчет по образованию трещин, наклонных к продольной оси, должен производиться из условия

$$\sigma_{bt}\leqslant\gamma_b R_{bt,ser}, \tag{81}$$

где γ_b — коэффициент условий работы бетона, определяемый по формуле

$$\gamma_b=(1-\sigma_{bc}/R_{bt,ser})/(0{,}2+0{,}02B). \tag{82}$$

Здесь B — класс бетона по прочности на сжатие, МПа.

Значения главных растягивающих и главных сжимающих напряжений в бетоне σ_{bt} (σ_{bc} определяется по формуле)

$$\sigma_{bt\,(bc)}=\frac{\sigma_x+\sigma_y}{2}\pm\sqrt{\left(\frac{\sigma_x-\sigma_y}{2}\right)^2+\tau_{xy}^2}. \tag{83}$$

Напряжения σ_x; σ_y и τ_{xy} определяются как для упругого тела. Проверка условия (83) производится в центре тяжести приведенного сечения и в местах примыкания сжатых полок и стенке элемента таврового и двутаврового сечения.

РАСЧЕТ АРМОЦЕМЕНТНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПО РАСКРЫТИЮ ТРЕЩИН

4.6. Армоцементные элементы рассчитываются по раскрытию трещин: нормальных к продольной оси элемента; наклонных к продольной оси элемента.

Проверка ширины раскрытия трещин не требуется, если согласно расчету по пп. 4.1—4.5 они не образуются от действия постоянных, длительных и кратковременных нагрузок, вводимых в расчет с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f=1$.

При расчете по раскрытию трещин усилие от усадки бетона принимается равным нулю.

4.7. В общем случае расчет по раскрытию трещин производится два раза: на непродолжительное и продолжительное раскрытие.

Для изгибаемых элементов, выполняемых из мелкозернистого бетона при проверке раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента, допускается расчет производить только один раз, если $M_e/M_{tot} \geqslant 2 \cdot 2/3$, проверяется продолжительное раскрытие трещин от действия момента M_e, от постоянных и длительных нагрузок; если $M_e/M_{tot} < 2/3$, проверяется непродолжительное раскрытие трещин от действия момента M_{tot} от действия постоянных, длительных и кратковременно действующих нагрузок.

РАСЧЕТ ПО РАСКРЫТИЮ ТРЕЩИН, НОРМАЛЬНЫХ К ПРОДОЛЬНОЙ ОСИ ЭЛЕМЕНТА

4.8. Ширина раскрытия трещин a_{crc}, мм, нормальных к продольной оси элемента, при сетчатом армировании должна определяться по формуле

$$a_{crc} = \eta_m \varphi_e \sigma_m S_m / E_{m1}, \qquad (84)$$

где η_m — коэффициент, принимаемый равным при сварных сетках — 3; при тканых — 3,5; φ_e — коэффициент, принимаемый равным при учете: кратковременных и непродолжительного действия постоянных и длительных нагрузок — 1; продолжительного действия постоянных и длительных нагрузок: для мелкозернистых бетонов группы А — 1,5; Б — 1,7; В — 1,65

В водонасыщенном состоянии (элементы, воспринимающие давление жидкости, а также эксплуатируемые в грунте ниже уровня грунтовых вод) группы А—1,4; Б—1,6; В—1,4.

σ_m — напряжение в сетках у растянутой грани сечения от действия нагрузки, определяется согласно п. 4.10; E_m — модуль упругости сетки, принимаемый по п. 2.25; S_m — размер ячейки сетки, мм.

4.9. Ширину раскрытия трещин a_{crc}, мм, нормальных к продольной оси элемента, при комбинированном армировании следует рассчитывать по формуле

$$a_{crc} = \varphi \varphi_e \gamma_m \eta_m \frac{\sigma_m}{E_{m1}} 20 (3,5 - 100\, \mu_{m1}) \sqrt[3]{d_s}, \qquad (85)$$

где φ — коэффициент, принимаемый равным: для изгибаемых и внецентренно сжатых элементов — 1, для растянутых элементов — 1,2; φ_e — коэффициент тот же, что и в п. 4.8; γ_m — коэффициент, зависящий от величины коэффициента приведенного сетчатого армирования растянутой зоны элемента и принимаемый при:

$0,4\ \% < \mu_{m1} < 1\ \%$ — 4,5;
$1\ \% \geqslant \mu_{m1} < 2\ \%$ — 3 ;
$\mu_{m1} > 2\ \%$ — 1,5;

η_m — коэффициент, принимаемый равным:
при сварных сетках — 0,8;
при тканых сетках — 1;
σ_m — напряжение в сетчатой арматуре принимается по п. 4. 10;

μ_{mt1} — коэффициент приведенного армирования растянутой зоны, принимаемый в формуле (85) не более 0,02; d_s — диаметр стержневой или проволочной арматуры, мм; при различных диаметрах стержней и проволоки сеток значение d_s принимается равным:

$$d_s = (n_1 d^2_1 + \ldots + n_k d^2_k)/(n_1 d_1 + \ldots + n_k d_k), \qquad (86)$$

$d_1, \ldots, d_k$ — диаметр стержней, проволок растянутой арматуры; $n_1, \ldots, n_k$ — число стержней, проволок; E_{m1} — приведенный модуль упругости арматуры, определяемый по формуле

$$E_{m1} = (E_m \mu_m + E_s \mu_s)/(\mu_m + \mu_s). \qquad (87)$$

4.10. Напряжение σ_m следует определять:

а) в центрально-растянутых элементах

$$\sigma_m = (N - P)/(\mu_m A_b), \qquad (88)$$

где P — усилие предварительного напряжения с учетом всех потерь, A_b — площадь сечения бетона;

б) для изгибаемых, внецентренно сжатых или внецентренно растянутых элементов — по правилам строительной механики как для упругого тела.

В расчете σ_m должно рассматриваться сечение, приведенное к эквивалентному стальному сечению (см. рис. 36), с единой упругой характеристикой; в растянутой зоне к стальному сечению приводится только арматура с эквивалентной площадью сечения, а в сжатой зоне — арматура и бетон с эквивалентными площадями сечения (бетон — с учетом отношения модулей упругости).

Значение σ_m определяется:

для изгибаемых элементов — по формуле

$$\sigma_m = [M - P(e_{cp} + r)]/W_{s1}; \qquad (89)$$

Рис. 36. Схема приведения сечений армоцементных элементов к стальному
а — сечение армоцементного элемента; *б* — сечение, приведенное к стальному

для внецентренно сжатых и внецентренно растянутых элементов — по формуле

$$\sigma_m = N_{tot}(e_{c,\,tot} \pm r)/W_{s1}, \qquad (90)$$

где W_{s1} — момент сопротивления приведенного к стальному сечению определяется по формуле

$$W_{s1} = I_{s1}/1{,}3y_c. \qquad (91)$$

Здесь I_{s1} — момент инерции сечения, приведенного к эквивалентному стальному сечению, относительно его центра тяжести; N_{tot} — равнодействующая продольной оси N и усилия предварительного обжатия P;

e_c, e_{cp} — эксцентриситеты приложения сил соответственно N и P относительно центра тяжести сечения элемента; $e_{c,\,tot}$ — эксцентриситет усилия N_{tot} относительно центра тяжести сечения; r — расстояние от ядровой точки до ближайшей сжатой грани сечения.

В формуле (90) напряжений в сетке внецентренно сжатых элементов знак «минус» принимается при внецентренном сжатии, а знак «плюс» — при внецентренном растяжении.

4.11.(4.6). Для элементов, к трещиностойкости которых предъявляются требования 2-й категории, ширина непродолжительного раскрытия трещин определяется как сумма ширины раскрытия от продолжительного действия постоянных и длительных нагрузок и приращения ширины раскрытия от действия кратковременной нагрузки. Ширина продолжительного раскрытия трещин зависит от продолжительности действия постоянных и длительных нагрузок.

4.12. Ширина непродолжительного раскрытия трещин от действия полной нагрузки определяется как сумма ширины раскрытия от продолжительного действия постоянных и длительных нагрузок и приращения ширины раскрытия трещин от действия кратковременной нагрузки по формуле

$$a_{crc} = a_{crc1} - a_{crc2} + a_{crc3}, \qquad (92)$$

где a_{crc1} — ширина раскрытия трещин от непродолжительного действия всей (полной нагрузки); a_{crc2} — начальная ширина раскрытия трещин от постоянных и длительных нагрузок (при их непродолжительном действии); a_{crc3} — ширина продолжительного раскрытия трещин от действия постоянных и длительных нагрузок.

В изгибаемых элементах непродолжительное раскрытие трещин от полной нагрузки может определяться по формуле

$$a_{crc} = a_{crc1}[1 + (\varphi_e - 1)M_e/M_{tot}], \qquad (93)$$

где φ_e — см. п. 4.8 для случая продолжительного действия нагрузки.

Ширина продолжительного раскрытия трещин определяется от действия постоянных и длительных нагрузок,

РАСЧЕТ ПО РАСКРЫТИЮ ТРЕЩИН, НАКЛОННЫХ К ПРОДОЛЬНОЙ ОСИ ЭЛЕМЕНТА

4.13. Ширина раскрытия трещин, наклонных к продольной оси изгибаемых элементов, при сетчатом и комбинированном армировании определяется по формуле

$$a_{crc}=\varphi_e K_1 (h_w+30d_m)\eta_m K^2_2/\mu_{mw1}E^2_m, \qquad (94)$$

где φ_e — коэффициент тот же, что и в п. 4.8; K_1 — коэффициент, принимаемый:

при тканых сетках — $10^3(30-1500\mu_{m1})$;

при сварных сетках — $10^3(20-1200\mu_{m1})$;

η_m — коэффициент тот же, что и в п. 4.8; μ_{mw1} — принимается согласно указаниям п. 3.2; d_m — диаметр проволок сеток, расположенных по нормали к продольной оси элемента;

$$K_2=Q/(t_w h_w)-0{,}25N_p/A_b. \qquad (95)$$

Здесь Q — наибольшая поперечная сила на рассматриваемом участке длины элемента от действия нагрузки.

При определении ширины раскрытия наклонных трещин от непродолжительного и продолжительного действия нагрузки должны учитываться указания п. 4.12.

ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА

Пример 20.

Дано. Армоцементная складчатая плита покрытия шириной 3 м, высотой 0,5 м, пролетом 9,2 м (рис. 37). Бетон мелкозернистый класса В40. По уловиям эксплуатации конструкция отвечает требованиям 2-й категории трещиностойкости. Расчетные и нормативные характеристики стали: тканой сетки № 10-1 — ГОСТ 3826—82*: $E_m=1{,}5\cdot10^5$ МПа; сварной сетки из арматурной проволоки класса Вр-I диаметром 4 мм: $R_s=370$ МПа, $R_{sw}=265$ МПа, $R_{sc}=365$ МПа, $E_s=1{,}7\cdot10^5$ МПа; стержневой арматуры класса А-III диаметром 6 мм (табл. 16 и 20): $R_s=355$ МПа, $R_{sw}=285$ МПа, $R_{sc}=355$ МПа, $E_s=2\cdot10^5$ МПа.

Расчетные (при коэффициенте условий работы $\gamma_{b1}=1$) и нормативные характеристики мелкозернистого бетона класса В40 (табл. 6—8 и 10): $R_b=22$ МПа, $R_{bt}=1{,}35$ МПа, $R_{b\,ser}=29$ МПа, $R_{bt\,ser}=1{,}76$ МПа, $E_b=2{,}4\cdot10^4$ МПа.

Усилия от нагрузок расчетной $M=106\,600$ Н·м, $Q=47\,700$ Н, полной нормативной $M=87\,400$ Н·м, $Q=39\,000$ Н, нормативно длительно действующей $M=66\,500$ Н·м.

Коэффициент армирования сжатой полки (приведенный к сетчатому) $\mu_{mf1}=0{,}0182$, стенки (при двух слоях сетки) $\mu_{mw1}=\mu_{mw}=$

Рис. 37. Сечения армоцементной складчатой плиты покрытия

а — поперечное; *б* — расчетное; *в* — одной волны с армированием

$=0{,}0047$, растянутой полки (приведенный к сетчатому) $\mu_{mf1}=$ $=0{,}0485$.

Требуется произвести расчет по ширине раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента.

Коэффициенты приведенного армирования с учетом модулей упругости равны:

сжатой полки

$$\mu'_{mf1(E)}=\mu_m+\mu_s E_s/E_m=0{,}0047+0{,}0075\cdot 2\cdot 10^5:(1{,}5\cdot 10^5)=0{,}0147;$$

стенки

$$\mu_{mw1(E)}=\mu_{mw}=0{,}0047;$$

растянутой полки

$$\mu_{mf1(E)}=\mu_m+\mu_s E_s/E_m=0{,}0047+0{,}0314\cdot 2\cdot 10^5:(1{,}5\cdot 10^5)=0{,}0465.$$

Отношение модулей упругости

$$\alpha=E_m/E_b=1{,}5\cdot 10^5/2{,}4\cdot 10^4=6{,}25.$$

Приведенная площадь сечения

$$A_1=90\cdot 3(1+6{,}25\cdot 0{,}0147)+30{,}3\cdot 44(1+6{,}25\cdot 0{,}0047)+$$
$$+150\cdot 3(1+6{,}25\cdot 0{,}0465)=2149\ \text{см}^2.$$

Статический момент приведенной площади сечения относительно нижней грани

$$S_1=90\cdot 3(1+6{,}25\cdot 0{,}0147)(50-3/2+30{,}3\cdot 44(1+6{,}25\cdot 0{,}0047)\times$$
$$\times(50-3-44/2)+150{,}3(1+6{,}25\cdot 0{,}0465)3/2=44\,697\ \text{см}^3.$$

Расстояние от центра тяжести до нижней грани $y_{cm}=S_1/A_1=$ $=44\,697/2149=20{,}8$ см.

Момент инерции сечения относительно центра массы приведенного сечения

$$I_1=\left[\frac{90\cdot 3^3}{12}+90\cdot 3\left(50-20{,}8-\frac{3}{2}\right)^2(1+6{,}25\cdot 0{,}0147)+\right.$$
$$+\left[\frac{30{,}3\cdot 44^3}{12}+30{,}3\cdot 44(0{,}5\cdot 44-20{,}8)^2\right](1+6{,}25\cdot 0{,}0047)+$$
$$+\left[\frac{150\cdot 3^3}{12}+150\cdot 3\left(20{,}8-\frac{3}{2}\right)^2\right](1+6{,}25\cdot 0{,}0465)=688\,085\ \text{см}^4.$$

Согласно табл. 13, при отношениях $3>b'_f/t_w=90/30{,}3=2{,}97$; $2<b_f/t_w=150/30{,}3=4{,}95<6$ коэффициент $\gamma=1{,}5$.

Пластический момент сопротивления приведенного сечения

$$W_{pl}=\gamma I_1/y_{cm}=1{,}5\cdot 688\,085:20{,}8=49\,621\ \text{см}^3.$$

Расстояние от центра тяжести массы приведенного сечения до ядровой точки, наиболее удаленной от растянутой зоны, трещинообразование которой проверяется по формуле (73), равно:

$$r_n = 688\,085/20{,}8(1+6{,}25\cdot 0{,}0147)90\cdot 3+(1+6{,}25\cdot 0{,}0047)30{,}3744+$$
$$+(1+6{,}25\cdot 0{,}0465)150{,}3 = 15{,}4 \text{ см}.$$

Эксцентрицитет по формуле (70) равен:

$$e_{ON} = \frac{0{,}0485\cdot 150{,}3\cdot 19{,}3+0{,}0047\cdot 30{,}3\cdot 4{,}2-0{,}0182\cdot 90\cdot 3\cdot 29{,}2}{0{,}0182\cdot 90\cdot 3+0{,}0047\cdot 30{,}3\cdot 44+0{,}0485\cdot 150\cdot 3} =$$
$$= 9{,}2 \text{ см}$$

и нормальная сила от деформаций усадки по формуле (60) равна:

$$N_{shr} = 52(0{,}0182\cdot 90\cdot 3+0{,}0047\cdot 30{,}3\cdot 44+0{,}0485\cdot 150\cdot 3) = 171{,}6 \text{ кН}.$$

Момент, воспринимаемый нормальным сечением при образовании трещин по формуле (68), равен:

$$M_{crc} = 1{,}76\cdot 49\,621-171{,}6(9{,}2+15{,}4) = 62\,138 \text{ Н}\cdot\text{м}.$$

Так как $M_{crc} = 62\,138$ Н·м $< M = 87\,400$ Н·м, то в стадии эксплуатации трещины возникают.

Приведенный модуль упругости сжатой арматуры по формуле (87) равен:

$$E_{mc1} = \frac{1{,}5\cdot 10^5\cdot 0{,}00447+2\cdot 10^5\cdot 0{,}0075}{0{,}0047+0{,}0075} = 1{,}805\cdot 10^5 \text{ МПА};$$

то же, растянутой арматуры по формуле (87) равен:

$$E_{mf1} = \frac{1{,}5\cdot 10^5\cdot 0{,}0047+2\cdot 10^5\cdot 0{,}0314}{0{,}0047+0{,}0314} = 1{,}93\cdot 10^5 \text{ МПа}.$$

Вычисление напряжений в арматуре производим в соответствии с п. 4.10. Высота растянутой полки в сечении, приведенном к стальному, равна:

$$t_{sf1} = 0{,}0147\cdot 3+3\,\frac{2{,}4\cdot 10^4}{1{,}805\cdot 10^5} = 0{,}443 \text{ см}.$$

Высота сжатой полки $t_{sf1} = 0{,}0465\cdot 3 = 0{,}14$ см. Толщина стенки в сжатой зоне $t_{scw1} = 0{,}0047\cdot 30{,}3+30{,}3(2{,}4\cdot 10^4/1{,}5\cdot 10^5) = 4{,}99$ см. Толщина стенки в растянутой зоне $t_{stw1} = 0{,}0047\cdot 30{,}3 = 0{,}143$ см.

Высота сжатой зоны в момент трещинообразования

$$x_1 = h-S_1/(A+A_t/2) = 50-48\,747/(1761+463/2) = 25{,}5 \text{ см}.$$

Площадь сечения, приведенного к стальному, $A_{s1} = 90\cdot 0{,}443+$ $+4{,}99\cdot 25{,}057+0{,}143\cdot 21{,}66+150\cdot 0{,}14 = 189$ см². Статический момент относительно нижней грани сечения $S_{s1} = 90\cdot 0{,}443(47{,}3-0{,}443/2)+$

$+4{,}99\cdot 25{,}057(47{,}3-0{,}443-25{,}057/2)+0{,}143\cdot 21{,}66(0{,}14+21{,}66/2)+$ $+150\cdot 0{,}14(0{,}14/2)=6204$ см³. Расстояние от центра тяжести сечения до нижней грани $y=S_{s1}/F_{s1}=6204/189=32{,}8$ см.

Момент инерции сечения, приведенного к стальному, относительно центра тяжести сечения равен:

$$I_{s1}=\frac{90\cdot 0{,}443^3}{12}+90\cdot 0{,}443\cdot 14{,}28^2+\frac{4{,}99\cdot 25{,}057^3}{12}+4{,}99\cdot 25{,}057\times$$

$$\times 1{,}75^2+\frac{0{,}143\cdot 21{,}66^3}{12}+0{,}143\cdot 21{,}66\cdot 21{,}9^2+\frac{150\cdot 0{,}14^3}{12}+$$

$$+150\cdot 0{,}14\cdot 32{,}73^2=39\,880 \text{ см}^4.$$

Момент сопротивления $W_{s1}=I_{s1}/1{,}3y=39\,880/1{,}3\cdot 32{,}8=935$ см³ Напряжение от кратковременного действия полной нагрузки в растянутой зоне по формуле (89) равно:

$$\sigma_m=M/W_{s1}=87\,400/935=93{,}5 \text{ МПа},$$

то же от постоянно действующей нагрузки $\sigma_m=66\,500/935=$ $=71{,}1$ МПа.

Ширину непродолжительного раскрытия трещин от действия полной нагрузки определяем в соответствии с п. 4.12:

$$a_{crc}=a_{crc1}-a_{crc2}+a_{crc3}.$$

Ширина раскрытия трещин от непродолжительного действия всей (полной) нагрузки по формуле (85)

$$a_{crc1}=\varphi\varphi_e\,\gamma_m\,\eta_m\,\frac{\sigma_m}{E_{m1}}\,20(3{,}5-100\mu_{mf1})\sqrt[3]{d}=$$

$$=1\cdot 1\cdot 1{,}5\cdot 1\cdot 93{,}5:(193\cdot 10^5)20(3{,}5-100\cdot 0{,}02)\sqrt[3]{6}=0{,}04 \text{ мм}.$$

Ширина раскрытия трещин от постоянных и длительных нагрузок (при их непродолжительном действии) по формуле (85)

$$a_{crc2}=1\cdot 1\cdot 1{,}5\cdot 1\,\frac{71{,}1}{1{,}93\cdot 10^5}\,20(3{,}5-100\cdot 0{,}02)\sqrt[3]{6}=0{,}03 \text{ мм}.$$

Ширина продолжительного раскрытия трещин от действия постоянных и длительных нагрузок по формуле (85)

$$a_{crc3}=1\cdot 1{,}5\cdot 1{,}5\cdot 1\,\frac{71{,}1}{1{,}93\cdot 10^5}\,20(3{,}5-100\cdot 0{,}2)\sqrt[3]{5}=0{,}05 \text{ мм}.$$

Таким образом, ширина непродолжительного раскрытия трещин $a_{crc}=0{,}04-0{,}03+0{,}05=0{,}06$ мм $<0{,}2$ мм (см. табл. 1).

Ширина продолжительного раскрытия трещин

$$a_{crc3}=0{,}03 \text{ мм}<0{,}15 \text{ мм},$$

т. е. по ширине раскрытия трещин рассчитываемое сечение конструкции соответствует требованиям 2-й категории трещиностойкости.

Пример 21.

Дано. Стенка армоцементной емкости для хранения сыпучих материалов толщиной $\delta = 25$ мм выполнена из мелкозернистого бетона класса В40. Стенка армируется:

шестью слоями сварных сеток для армоцемента № 12-0,7 по ТУ 14-4-113-76;

сварной сеткой из стальной низкоуглеродистой холоднотянутой проволоки класса Вр-I, $\varnothing = 6$, шаг 100 мм.

Расчетные и нормативные характеристики — холодной проволоки класса Вр-I: $R_s = 375$ МПа, $E_s = 170\,000$ МПа, сварных сеток № 12-0,7, $R_m = 245$ МПа, $E_m = 150\,000$ МПа. Осевое усилие растяжения стенки $N = 55$ кН.

Требуется выполнить расчет по ширине раскрытия трещин.

Коэффициент армирования

$$\mu_m = 6\mu/t = 6 \cdot 0{,}0031 : 2{,}5 = 0{,}00744.$$

Коэффициент армирования сварными сетками из холоднотянутой проволоки (на участке стенки высотой h — 1 м)

$$\mu_s = A_s/(th) = 10 \cdot 0{,}283 : (2{,}5 \cdot 100) = 0{,}0113.$$

Коэффициент приведенного армирования

$$\mu_{m1} = \mu_m + \mu_s R_m/R_s = 0{,}0074 + 0{,}0113 \cdot 375 : 245 = 0{,}0247.$$

Ширина раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента, при сетчатом армировании определяется по формуле (84):

$$a_{crc} = \eta_m \varphi_e \sigma_m S_m / E_m,$$

где $\eta_m = 3$; $\varphi_e = 1{,}5$.

Напряжение в сетках у растянутой грани согласно п. 4.10 для центрально-растянутых элементов по формуле (88)

$$\sigma_m = (N - P)/(\mu_{m1} A_{b,\,tot}) = 550\,000 : (0{,}025 \cdot 2500) = 88 \text{ МПа}.$$

Усилие предварительного напряжения P равно нулю. Площадь бетона равна $A_{btot} = 100 \cdot 25 = 2500$ мм². Приведенный модуль упругости по формуле (87)

$$E_{m1} = \frac{170\,000 \cdot 0{,}0113 + 150\,000 \cdot 0{,}00744}{0{,}0113 + 0{,}0074} = \frac{1921 + 1110}{0{,}0184} = 164\,728 \text{ МПа}.$$

Ширина раскрытия трещин по формуле (84)

$$a_{crc} = 3 \cdot 1{,}5 \cdot 88/164\,728 \cdot 12 = 0{,}028 \text{ мм} < 0{,}05 \text{ мм} \quad (\text{табл. 1}).$$

Для заданных условий эксплуатации в соответствии с табл. 1 такое раскрытие трещин допускается.

Пример 22.

Дано Армоцементная складчатая плита покрытия (рис. 38) с расчетным пролетом 5,95 м армируется

двумя ткаными сетками № 10-1 по ГОСТ 3826—82* (коэффициент сетчатого армирования при одном слое сетки на 1 см толщины составляет $\mu_m = 0{,}0071$),

сварными сетками из стальной низкоуглеродистой холоднотянутой проволоки класса Вр-I по ТУ 14-4 713-76 (в сжатой зоне — восемь стержней диаметром 3 мм, $A_s = 8 \cdot 7{,}1 = 57$ мм², в растянутой зоне — 28 стержней диаметром 4 мм, $A_s = 28 \cdot 12{,}6 = 3{,}53$ мм²).

Изгибающий момент от продолжительно действующей нагрузки $M_e = 19{,}82$ кН.м, полный момент в середине пролета $M_{tot} = 30{,}1$ кН.м Расчетные сопротивления и модули упругости арматуры и бетона принимаются для тканой сетки $R_m = 245$ МПа, $E_m = 150\,000$ МПа, для сварной сетки из стальной низкоуглеродистой холоднотянутой проволоки $R_{s\,ser} = 410$ МПа, $E_s = 170\,000$ МПа, для мелкозернистого бетона класса В40 группы A — $R_{b\,ser} = 29$ МПа, $R_{bt\,ser} = 2{,}1$ МПа, $E_b = 28{,}5\ 10^3$ МПа

Требуется произвести расчет по раскрытию трещин, нормальных к продольной оси элемента

Расчет Толщина вертикальной стенки приведенного двутаврового сечения

$$t_w = t_f n/\sin\beta = 20\ \ 8/\sin\beta = 165{,}5 \text{ мм}$$

Площадь сечения плиты

$$A_b = 920\ \ 20 + 1950\ \ 165{,}5 + 1840\ \ 25 = 800\,400 \text{ мм}^2$$

Коэффициент приведенного армирования

$$\mu'_{m1} = \mu_m + \mu'_s R_s/R_m = 0{,}0071 + 0{,}0031\ \ 410\ \ \ 245 = 0{,}0123$$

Коэффициент армирования стенки при двух слоях сетки

$$\mu_w = 2\mu/t_w = 2\ \ 0{,}0071/2 = 0{,}0071$$

Коэффициенты армирования растянутой полки сечения тканой и сварной сетками из стальной низкоуглеродистой холоднотянутой проволоки соответственно равны

$$\mu_m = 2\mu/t_f = 2\ \ 0{,}0071/2{,}5 = 0{,}00567,$$

$$\mu_s = A_s/b_f t_f = 353/1840\ \ 25 = 0{,}00767,$$

а коэффициент приведенного армирования

$$\mu_{m1} = \mu_m + \mu_s R_s/R_m = 0{,}00567 + 0{,}00767\ \ 410\ \ \ 245 = 0{,}0185$$

Рис. 38. Сечения складчатой плиты перекрытия
а — поперечное; *б* — приведенное расчетное

Приведенные модули упругости по формуле (87) равны:
растянутой полки

$$E_{m1} = \frac{150\,000 \cdot 0,00567 + 170\,000 \cdot 0,00767}{0,00567 + 0,00767} = 161\,500 \text{ МПа};$$

сжатой полки

$$E'_{m1} = \frac{150\,000 \cdot 0,0071 + 17\,000 \cdot 0,0031}{0,0071 + 0,0031} = 156\,000 \text{ МПа}.$$

Коэффициенты приведенного армирования с учетом отношений модулей упругости равны:

в сжатой полке

$$\mu'_{(E)1} = \mu'_m + \mu'_s E_s / E_m = 0,0071 + 0,0031 \cdot 170\,000 : 150\,000 = 0,0106;$$

в растянутой полке

$$\mu_{(E)1}=\mu_m+\mu_s E_s/E_m=0{,}00567+0{,}00767\cdot 170\,000:150\,000=0{,}0144;$$
$$\mu_{w(E)1}=\mu_w=0{,}0071.$$

Определяем размеры сечения, приведенного к стальному. Высота сжатой полки

$$t'_{sf1}=\mu'_{(E)1}t'_f+t'_f E_b/E'_1=0{,}0106\cdot 20+20\cdot 28\,500:156\,000=$$
$$=3{,}852 \text{ мм}.$$

Высота растянутой полки

$$t_{sf1}=\mu_{(E)1}t_f=0{,}0144\cdot 25=0{,}36 \text{ мм}.$$

Толщина стенки в сжатой зоне (с учетом бетона)

$$t'_{sw}=\mu'_{m(E)1}t_w+t'_w E_b/E_m=0{,}0071\cdot 165{,}5+165{,}5\cdot 28\,500:$$
$$:150\,000=31{,}62 \text{ мм}.$$

Толщина стенки в растянутой зоне

$$t_{sw}=\mu_{m(E)1}t_w=0{,}0071\cdot 165{,}5=1{,}14 \text{ мм}.$$

Для определения положения нейтральной оси в момент трещинообразования вычисляем статический момент площади таврового сечения (без учета свесов в растянутой зоне) относительно нижней грани, который равен:

$$\overline{S}_{b1}=92\cdot 2(24-2/3)(1+5{,}26\cdot 0{,}0106)\,10^3+16{,}55(19{,}5+25)\times$$
$$\times\left(\frac{19{,}5+2{,}5}{2{,}5}\right)(1+5{,}26\cdot 0{,}0071)\,10^3=8622{,}63\cdot 10^3 \text{ мм}^3.$$

Отношение модулей $\alpha=E_m/E_b=150\,000/28\,500=5{,}26$. Приведенная суммарная площадь A_b таврового сечения

$$A_b=b'_f t'_f(1+n_1\mu'_{(E)1})+t_w(h_w+t_f)(1+n_1\mu_w)=92\cdot 2(1-5{,}26\times$$
$$\times 0{,}0106)\,10^2+16{,}55(19{,}5+2{,}5)\,10^2(1+5{,}26\cdot 0{,}0071)\,10^2=$$
$$=551{,}44\cdot 10^2 \text{мм}^2.$$

Площадь свесов растянутой полки

$$A_f=(184-16{,}55)2{,}5(1+5{,}26\cdot 0{,}0144)\,10^2=450{,}33\cdot 10^2 \text{ мм}^2.$$

Расстояние центра тяжести относительно растянутой грани сечения

$$h-x=S_b/(A_b+A_{ft}/2)=8622{,}63\cdot 10^3:(551{,}44+45\,033:2)=$$
$$=111{,}03 \text{ мм}.$$

Высота сжатой зоны для упругопластического состояния сечения $x=h-111{,}03=240-111{,}03=129$ мм.

Статический момент сечения, приведенного к стальному относительно нижней грани сечения, равен:

$$S_1=92\cdot 0{,}38\cdot 21{,}75+3{,}16\cdot 10{,}9\cdot 15{,}3+9{,}848\cdot 0{,}114\cdot 49{,}25+$$
$$+184\cdot 0{,}036\cdot 0{,}036/2=1392{,}37\cdot 10^3 \text{ мм}^3.$$

Площадь приведенного стального сечения

$$A_{s1}=92\cdot0{,}38+10{,}9\cdot3{,}16+9{,}85\cdot0{,}114+184\cdot0{,}036=76{,}62\cdot10^2 \text{ мм}^2.$$

Расстояние от центра тяжести этого сечения до нижней грани

$$y_c=S_1/A_{s1}=1392{,}37:76{,}62=181{,}7 \text{ мм}.$$

Момент инерции сечения, приведенного к стальному, относительно центра тяжести сечения равен:

$$I_s=\frac{92\cdot0{,}38^3}{12}+92\cdot0{,}38\cdot3{,}58^2+\frac{3{,}2\cdot10{,}9^3}{12}+3{,}2\cdot10{,}9\cdot2{,}87^2+$$

$$+0{,}114\,\frac{9{,}85^3}{12}+0{,}114\cdot9{,}85\cdot13{,}24^2+\frac{184{,}0\cdot0{,}36^3}{12}+$$

$$+184{,}0\cdot0{,}036\cdot18{,}72=3459{,}14\cdot10^4 \text{ мм}^4.$$

Момент сопротивления сечения, приведенного к стальному, равен:

$$W_{s1}=I_{s1}/1{,}3y_s=3459{,}14\cdot10^4:(1{,}3\cdot181{,}7)=146{,}44\cdot10^3 \text{ мм}^3.$$

Напряжение σ_m для изгибаемых элементов

$$\sigma_m=M/W_{s1}=30\,100\,000:(146{,}44\cdot10^3)=205{,}54 \text{ МПа}.$$

Отношение $M_e/M_{tot}=19\,820\,000/30\,100\,000=0{,}658<2/3=0{,}666$, следовательно, на основании п. 4.7 проверяется непродолжительное раскрытие трещин от действия момента M.

Ширина раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента при смешанном армировании, вычисляется по формуле (85):

$$a_{crc}=\varphi\varphi_e\gamma_m\eta_m\frac{\sigma_m}{E_{m1}}\,20\,(3{,}5-100\,\mu_{mt1})\sqrt[3]{d_s},$$

где для изгибаемых элементов $\varphi=1$; $\varphi_e=1$; $\gamma_m=3$, так как $1\,\%<\mu_{m1}<2$; $\eta_m=1$ для тканых сеток; $\mu_{mt1}=0{,}0185$.

Приведенный диаметр стержневой и проволочной арматуры d_s по формуле (86) равен:

$$d_s=(28{,}4^2+370\cdot1)/(28\cdot4+370\cdot1)=1{,}7 \text{ мм};\quad E_{m1}=161\,500 \text{ МПа}.$$

После подстановки в формулу (85) полученных величин ширина раскрытия трещин

$$a_{crc}=1\cdot1\cdot3\cdot1\cdot205{,}54\cdot20/161\,500\,(3{,}5-100\cdot0{,}0185)\sqrt[3]{1{,}7}=0{,}15 \text{ мм}.$$

По табл. 1 предельная ширина кратковременного раскрытия трещин допускается $a_{crc1}=0{,}15$ мм.

Пример 23.

Дано. Армоцементный элемент с приведенным двутавровым сечением $h=280$ мм, с размерами верхней полки $b'_f=250$ мм, $t'_f=20$ мм; нижней полки $b_f=740$ мм, $t_f=20$ мм; высоты стенки

$h_w=240$ мм и толщины стенки $t_w=56$ мм. Сечение армируется: двумя слоями тканых сеток № 8-07 по ГОСТ 3826—82* ($\mu_m=0{,}0044$ при одной сетке на 10 мм толщины стенки); ненапрягаемая арматура в виде сеток из стальной низкоуглеродистой холоднотянутой проволоки класса Вр-I (четыре проволоки диаметром 3 мм). Расчетные и нормативные характеристики сварной сетки $R_m=245$ МПа, $E_m=$ $=150\,000$ МПа. Мелкозернистый бетон класса В35 группы А. Расчетное сопротивление $R_b=19{,}5$ МПа, $R_{bt}=1{,}3$ МПа, $E_b=27\,500$ МПа. Сварные сетки из проволоки класса Вр-I, $\varnothing=3$ мм с расчетным сопротивлением $R_s=375$ МПа, $E_s=200\,000$ МПа.

Изгибающий момент в сечении $M=6{,}56$ кН·м. Требуется рассчитать поперечное сечение армоцементной складчатой плиты по образованию трещин.

Коэффициенты армирования равны:

ткаными сетками

$$\mu_{mf}=\mu_{mw}=\mu_{mc}=0{,}0044\cdot 2:2=0{,}0044;$$

сжатой полки, армированной сварными арматурными каркасами,

$$\mu'_s=A'_s/A'_f=28{,}28:(250\cdot 20)=0{,}0057;$$

растянутой полки

$$\mu_s=A_s/A_f=28{,}28:(740\cdot 20)=0{,}0019.$$

Напряжение в сетке σ_{shr}, вызванное усадкой бетона для мелкозернистого бетона группы А класса В35, равно: $\sigma_{shr}=65$ МПа (бетон естественного твердения); усилие N_{shr} от усадки бетона как внешняя растягивающая сила по формуле (69) равно:

$$N_{shr}=65(0{,}013\cdot 500+0{,}0044\cdot 13\,440+0{,}0073\cdot 14\,800)=$$
$$=15\,091{,}6\ \text{Н}=15{,}0916\ \text{кН}.$$

Коэффициент приведенного армирования с учетом отношения модулей упругости:

для сжатой полки

$$\mu_{mt1}=\mu_m+\mu'_sE_s/E_m=0{,}0044+0{,}0057\cdot 200\,000:150\,000=0{,}012;$$

для стенки и растянутой полки

$$\mu_{w(E)}=\mu_m=0{,}0044.$$

Положение нулевой линии в общем случае определяется по формуле (77)

$$S'_{bc}+\alpha S_{mc}-\alpha S_{mt}=(h-x)A_{bt}/2;$$
$$4\,155872=4\,924\,504-17\,551{,}8x;\quad x=43{,}2\ \text{мм}.$$

После нескольких приближений находим положение нулевой линии, проходящей через центр тяжести сечения $y_{cm}=123$ мм, тогда $x=280-123=157$ мм.

Статический момент площади бетона сжатой зоны

$$S_{bc}=250\cdot 30(280-123-20/2)+(240+20-123)56\times$$
$$\times(240+20-123)/2=1\,260\,532 \text{ мм}^3.$$

Статический момент площади арматуры сжатой зоны

$$S_{mc}=5{,}25\cdot 250\cdot 20\cdot 0{,}012(280-123-20/2)+$$
$$+(240+20-123)56\cdot 0{,}0044\cdot(240+20-123)/2=58\,444{,}8 \text{ мм}^3.$$

Статический момент площади арматуры растянутой зоны

$$S_{mt}=5{,}25\cdot 740\cdot 20\cdot 0{,}0069(123-20/3)+(123-20)56\times$$
$$\times 0{,}0044\cdot(123-20)/2=67\,444{,}7 \text{ мм}^3.$$

Площадь бетона растянутой зоны

$$A_{bt}=740\cdot 20+(123-20)56=20\,568 \text{ мм}^2.$$

Полученные значения подставляем в формулу (77) для проверки принятого положения нулевой линии и получаем

$$1\,260\,532+58\,444{,}8-67\,444{,}8\cong(280-157)/2\cdot 20\,568;$$

расхождение составляет 1 %, поэтому принимаем $x=157$ мм.

Моменты инерции I_{bc}, I_{mc}, I_{mt} — соответственно площади сечения сжатой зоны бетона, арматуры и арматуры, расположенной в пределах сжатой зоны, относительно нулевой линии равны:

$$I_{bc}=\frac{250\cdot 20^3}{12}+250\cdot 20(157-20/2)^2+\frac{56(157-20/2)^3}{12}+$$
$$+56(157-20/2)\frac{(157-20/2)^2}{2}=167\,506\,000 \text{ мм}^4;$$

$$I_{mc}=\left[\frac{250\cdot 20^3}{12}+250\cdot 20(157-20/2)^2\right]0{,}012+$$
$$+\left[\frac{56(157-20/2)^3}{12}+56(157-20/2)\frac{(157-20/2)}{2}\right]0{,}0044=$$
$$=1\,559\,436 \text{ мм}^4;$$

$$I_{mt}=\left[\frac{740\cdot 20^3}{12}+740\cdot 20(280-157-20/2)^2\right]0{,}0069+$$
$$+\left[\frac{56(280-157-20/2)^3}{12}+56(280-157-20/2)\times\right.$$
$$\left.\times\frac{(280-157-20/2)^2}{2}\right]0{,}0044=1\,425\,881 \text{ мм}^4.$$

Статический момент площади сечения растянутой зоны бетона относительно нулевой линии

$$S_{bt}=b_f t_f(h-x-t_f/2)+t_w(h-x-t_f)[(h-x-t_f)/2]=740\cdot 20(280-$$
$$-157-20:2)+56(280-157-20)[(280-157-20):2]=$$
$$=1\,969\,452 \text{ мм}^3.$$

Момент сопротивления приведенного сечения для крайнего растянутого волокна с учетом неупругих деформаций растянутого волокна по формуле (76)

$$W_{pl}=2(I_{bc}+\alpha I_{mcl}+\alpha I_{mtl})/(h-x)+S_{bt}=2(167\,506\cdot 500+$$
$$+5{,}26\cdot 1\,559\,436+5{,}26\cdot 1\,425\,881):(280-157)+1\,969\,452=$$
$$=4\,948\,443{,}3 \text{ мм}^3.$$

Момент сопротивления приведенного сечения для крайнего растянутого волокна с учетом неупругих деформаций растянутого волокна по формуле (79) равен:

$$\gamma_1=(b_f-t_w)t_f/(t_w h)=(740-56)20:(56\cdot 280)=0{,}8724;$$
$$\gamma_2=2(b'_f-t_w)t'_f/(t_w h)=2(250-56)20:(56\cdot 280)=0{,}4949;$$
$$\alpha=E_m/E_b=5{,}26;$$
$$W_{pl}=0{,}292+0{,}75(\gamma_1+2\mu_{mft}+\alpha)+0{,}0075(\gamma_2+2\mu_{mft}+\alpha);$$
$$t_w h^2=0{,}292+0{,}75(0{,}8724+2\cdot 0{,}013\cdot 5{,}26)+$$
$$+0{,}075(0{,}4949+2\cdot 0{,}0073\cdot 5{,}26)56\cdot 28=4\,768\,413 \text{ мм}^3$$

(расхождение равно 36 %).

Для вычисления радиуса инерции r_n подставим полученные величины в формулу (73); получим

$$r_n=4948\cdot 443/[(1+0{,}012)5000+(1+0{,}0044)13\,440+$$
$$+(1+0{,}0069)14\,800]=4\,948\,443 \text{ мм}^4/33\,461 \text{ мм}^2=147{,}89 \text{ мм}^2.$$

Момент трещинообразования для свободно опертых балок или плит по формуле (68)

$$M_{crc}=1{,}25\cdot 4\,948\,443-15{,}09(13+147{,}9)=6\,185\,553{,}7-2427{,}98=$$
$$=6\,183\,125{,}8=6{,}183 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Изгибающий момент в сечении $M=6$ кН·м $<M_{crc}=6{,}183$ кН·м. Трещиностойкость элемента обеспечена.

Пример 24.

Дано. Армоцементный складчатый элемент имеет приведенное двутавровое сечение. В сечении действует изгибающий момент $M=200$ кН·м, продольная сила $N=800$ кН. Ширина верхней и нижней горизонтальных полок: $b'_f=b_f=400$ мм, толщина $t'_f=$ $=t_f=30$ мм, толщина вертикальной стенки $t_w=46$ мм и высота

$h_w=940$ мм. Высота всего сечения $h=1000$ мм. Складчатый элемент армируется восемью сварными сетками № 12,5-0,5 ТУ 14-4-713-76 в сжатой и растянутой полках сечения, четырьмя сварными сетками № 12,5-05 по ТУ 14-4-713-76 в наклонных гранях сечения, сварными плоскими каркасами из арматуры диаметром 10 мм класса А-III в сжатой и растянутой полках $A'_s=A_s=$ $=78{,}5\cdot4=314$ мм² (см. рис. 34).

Расчетные сопротивления и модули упругости: для сварных сеток $R_m=R_{mc}=245$ МПа; $E_m=150\,000$ МПа; для арматуры класса А-III по СНиП 2.03.01—84 $R_s=R_{sc}=369$ МПа, $E_s=200\,000$ МПа.

Для мелкозернистого бетона группы А класса В35 прочность на осевое сжатие $R_b=18$ МПа ($R_{b\,ser}=25{,}5$ МПа), прочность на осевое растяжение $R_{bt}=1{,}3$ МПа, $R_{bt\,ser}=1{,}56$ МПа при коэффициенте условий работы $\gamma_{b1}=1$.

Начальный модуль упругости $E_b=27\,500$ МПа.

Требуется определить, какой изгибающий момент будет предельным моментом трещинообразования при условии, что отношение M/N сохраняется.

Приведенная расчетная толщина вертикальной стенки таврового приведенного сечения (при угле наклона стенки к вертикали $\beta=$ $=59°54'$) равна:

$$t_w=2t/\sin\beta=2\cdot20:0{,}865=46 \text{ мм}.$$

Отношение модулей упругости сеток и бетона

$$\alpha=E_m/E_b=150\,000:27\,500=5{,}45.$$

Коэффициенты армирования сварными сетками равны:

сжатой и растянутой полок при одной сетке на 1 см толщины $\mu_m=0{,}0014$

$$\mu_{mc}=\mu_{mt}=\mu_m h/t'_f=4{,}0014\cdot8:3=0{,}0037;$$

вертикальной стенки

$$\mu_{mw}=\mu_m h/t_w=0{,}0014\cdot4:2=0{,}0028.$$

Коэффициент армирования сжатой и растянутой полок стержневой арматурой

$$\mu'_s=\mu_s=A_s/(b'_f t'_f)=314:(400\cdot30)=0{,}026.$$

Коэффициенты приведенного армирования сжатой и растянутой полок равны:

$$\mu_{mc1}=\mu_{mc}+\mu'_s R_s/R_m=0{,}0037+0{,}026\cdot365:245=0{,}042;$$
$$\mu_{mt1}=\mu_{mt}+\mu_s R_s/R_m=0{,}0037+0{,}026\cdot365:245=0{,}042.$$

Коэффициенты приведенного армирования с учетом отношений модулей упругости равны:

для сжатой и растянутой полок

$$\mu = 0{,}0037 + 0{,}026 \cdot 200\,000/150\,000 = 0{,}0384;$$

для вертикальной стенки

$$\mu_{mw(E)} = \mu_{mw} = 0{,}0028.$$

Расчет по образованию нормальных трещин производится из условия (66) $M_r \leqslant M_{crc}$. Для внецентренно сжатых элементов (71)

$$M_r = N(e_0 - r_n).$$

Момент инерции приведенного сечения

$$I_1 = \left[\frac{400 \cdot 30^3}{2} + 400 \cdot 30 \left(\frac{1000 - 30}{2}\right)^2\right] (1 + 5{,}45 \cdot 0{,}0384) +$$

$$+ \frac{46 \cdot 940^3}{12} (1 + 5{,}45 \cdot 0{,}0028) + \left[\frac{400 \cdot 30^3}{12} + 400 \cdot 30 \left(\frac{10\,000 - 30}{2}\right) \times\right.$$

$$\left. \times (1 + 5{,}23 \cdot 0{,}384)\right] = 10072{,}411 \cdot 10^6 \text{ мм}^4.$$

Момент сопротивления

$$W = 10\,072{,}411 \cdot 10^6/500 = 20{,}144 \cdot 10^6 \text{ мм}^3.$$

Площадь сечения

$$A_b = 400 \cdot 30(1 + 5{,}45 \cdot 0{,}0384) + 940{,}46(1 + 5{,}45 \cdot 0{,}0028) +$$

$$+ 400 \cdot 30(1 + 5{,}45 \cdot 0{,}0384) = 72\,923 \text{ мм}^2.$$

Напряжение в бетоне

$$\sigma_b = N/A_b + M/W_{pl} = 800\,000 : 72\,923 + 200\,000\,000 : 20\,144\,000 =$$

$$= 20{,}9 \text{ МПа}.$$

Коэффициент $\varphi = 1{,}6 - 20{,}9/25{,}5 = 0{,}78$. Площадь сжатой полки

$$A_{cf} = b'_f t'_f = 12\,000 \text{ мм}^2.$$

Площадь стенки

$$A_{wt} = t_w h_w = 46 \cdot 940 = 43\,240 \text{ мм}^2.$$

Площадь растянутой полки $A_{ft} = b_f t_f = 12\,000$ мм². Величину r для внецентренно сжатых элементов определяем по формуле (74).

Значение W_{pl} для двутаврового сечения определяем по формуле (79)

$$W_{pl} = [0{,}292 + 0{,}75(\gamma_1 + 2\mu_{mft}\alpha) + 0{,}075(\gamma_2 + 2\mu'_{mft}\alpha)]t_w h^2 =$$

$$= [0{,}292 + 0{,}75(0{,}23 + 2 \cdot 0{,}038 \cdot 5{,}45) + 0{,}075(0{,}23 + 2 \cdot 0{,}0384 \times$$

$$\times 5{,}45)]46 \cdot 1000^2 = 38\,044\,760 \text{ мм}^3,$$

где

$$\gamma_1 = (b_f - t_w) t_f / (t_w h_1) = (400-46)30 : (46 \cdot 1000) = 0{,}23;$$
$$\gamma_2 = 2(b'_f - t_w) t'_f / (t_w h) = 2(400-46)30 : (46 \cdot 1000) = 0{,}23.$$

Расстояние от центра приведенного сечения до ядровой точки по формуле (74)

$$r = 0{,}78 \frac{38\,044\,760}{(1+0{,}0384)\,12\,000 + (1+0{,}0028)\,43\,240 + \rightarrow} \rightarrow \frac{}{+(1+0{,}384)\,12\,000} = 434{,}59 \text{ мм}.$$

Эксцентриситет продольной силы

$$e_c = M/N = 200 : 800 = 0{,}25 \text{ м}.$$
$$M_r = N(e_c - r_n) = 800(0{,}25 - 0{,}435) = 148 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Усилие N_{shr}, вызванное усадкой армоцемента и определяемое по зависимости (69), равно:

$$N_{shr} = \sigma_{shr}(\mu_{mcl} A_{cf} + \mu_{mwl} A_{wt} + \mu_{mfl} A_{ft}) = 52(0{,}0384 \cdot 12\,000 + 0{,}0028 \cdot 48\,240 + 0{,}0384 \cdot 12\,000) = 54\,946{,}9 \text{ Н},$$

где в соответствии с рекомендациями п. 4.3 напряжение в сетке, вызванное усадкой бетона, принимаем равным для мелкозернистого бетона группы А класса В35 $\sigma_{shr} = 52$ МПа (бетон естественного твердения).

Эксцентриситет продольного усилия от усадки N_{shr} по формуле (70)

$$e_{ON} = \frac{0{,}0384 \cdot 12\,000 \cdot 485 + 0{,}0028 \cdot 432\,400 \cdot 0{,}0384 \cdot 12\,000 \cdot 485}{0{,}0384 \cdot 12\,000 + 0{,}0028 \cdot 43\,240 + 0{,}0384 \cdot 12\,000} = 434{,}6 \text{ мм}.$$

Момент, воспринимаемый нормальным сечением с образованием трещин по формуле (67)

$$M_{crc} = 1{,}56 \cdot 38\,044\,760 - 54\,946{,}9(+434{,}6) = 35{,}469903 = 35 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Поскольку $M_r = 148$ кН·м $> M_{crc} = 35{,}5$ кН·м, трещиностойкость элемента обеспечена.

Пример 25.

Дано. Стенка армоцементной емкости для хранения сыпучих материалов толщиной $t = 25$ мм, выполнена из мелкозернистого бетона группы А класса В25. Расчетное сопротивление на осевое сжатие $R_b = 18{,}5$ МПа. Расчетное сопротивление для предельных состояний второй группы $R_{bt\,ser} = 1{,}35$ МПа. Начальный модуль упругости бетона $E_b = 21\,500$ МПа. Стенка армируется шестью слоями сварных сеток № 12,5-05 — ТУ 14-4-713-76 сварной сеткой

из стальной низкоуглеродистой холоднотянутой проволоки класса Вр-I, $\varnothing=5$ мм, шаг 50 мм. Расчетные характеристики арматуры сварных сеток $R_m=245$ МПа, $E_m=150\,000$ МПа. Сварных сеток из арматуры класса Вр-I: $R_s=360$ МПа, $E_s=170\,000$ МПа.

Осевое усилие в стенке, длительно действующее, $N=66$ кН на 1 м.

Требуется рассчитать сечение центрально растянутой стенки по ширине раскрытия трещин.

Коэффициенты армирования сварной сеткой (при коэффициенте сетчатого армирования при одном слое сетки на 1 см толщины элемента, равном $\mu=0{,}0014$) равны:

$$\mu_{mt}=6\mu_m/t_w=6\cdot 0{,}0014:2{,}5=0{,}0034.$$

Коэффициент армирования сварными сетками из стали класса Вр-I

$$\mu_s=A_s/A_b=20\cdot 19{,}625:(25\cdot 1000)=0{,}0157.$$

Коэффициент приведенного армирования

$$\mu_{mt}=\mu_{mt}+\mu_s R_s/R_m=0{,}0034+0{,}0157\cdot 360:245=0{,}026.$$

Напряжение σ_m, определяемое в соответствии с п. 4.10 для центрально-растянутых элементов, равно:

$$\sigma_m=(N-P)/(\mu_m A_{b,\,tot})=66\,000:(0{,}026\cdot 25\cdot 1000)=101{,}54 \text{ МПа}.$$

Приведенный модуль упругости арматуры по формуле (87)

$$E_{mt}=(E_m\mu_{mt}+E_s\mu_s)/(\mu_{mt}+\mu_s)=(150\,000\cdot 0{,}0034+170\,000\times$$
$$\times 0{,}0157):(0{,}0034+0{,}0157)=166\,439 \text{ МПа}.$$

Диаметр арматуры, приведенный по формуле (86), равен:

$$d_s=(n_1d_1^2+\ldots+n_kd_k^2)/(n_1d_1+\ldots+n_kd_k)=(100\cdot 6\cdot 0{,}5^2+$$
$$+20\cdot 5^2):(100\cdot 6\cdot 0{,}5+20\cdot 5)=1{,}63 \text{ мм}.$$

Ширина раскрытия трещин a_{crc} при коэффициентах в соответствии с п. 4.9: $\varphi=1{,}2$; $\varphi_e=1{,}5$; $\gamma=1{,}5$; $\gamma_m=0{,}8$ равна:

$$a_{crc}=\varphi\varphi_e\gamma_m\eta_m\frac{\sigma_m}{E_{mt}}20\,(3{,}5-100\,\mu_{mt})\sqrt[3]{d_s}=$$

$$=1{,}2\cdot 1{,}5\cdot 1{,}5\cdot 0{,}8\cdot 101{,}5:166\,439\cdot 20\,(3{,}5-100\cdot 0{,}026)\sqrt[3]{1{,}63}=$$

$$=0{,}06 \text{ мм}.$$

Ширина раскрытия трещин допустима.

Пример 26.

Дано. Складчатый свод покрытия из двух складок имеет приведенное сечение со следующими размерами: ширину верхней полки $b'_f=800$ мм, толщину $t'_f=30$ мм, ширину нижней полки $b_f=$

$=800$ мм, толщину $t_f=30$ мм, высоту сечения $h=1000$ мм и толщину стенки $t_w=22$ мм (см. рис. 33).

Элементы свода армируются двумя слоями тканой сетки № 10-1 по ГОСТ 3826—82* сварными плоскими каркасами из стальной низкоуглеродистой проволоки класса Вр-I с площадью сечения арматуры $A_s=A'_s=8\cdot 28{,}3=226$ мм^2.

Расчетное сопротивление и модули упругости арматуры для тканой сетки $R_m=R_{mc}=245$ МПа, $E_m=150\,000$ МПа, для сварных каркасов $R_s=R_{sc}=355$ МПа, $E_s=200\,000$ МПа. Расчетное сопротивление сжатию мелкозернистого бетона класса В40 группы А равно $R_b=22$ МПа, модуль упругости бетона естественного твердения $E_b=28\,500$ МПа. Расчетное сопротивление для предельных состояний второй группы $R_{bt\,ser}=2{,}1$ МПа.

В сечении свода изгибающий момент от продолжительно действующей нагрузки, равный $M_e=146$ кН·м, $N=300$ кН и полный изгибающий момент $M=274$ кН·м, $N=555$ кН. Требуется рассчитать внецентренно сжатое сечение свода по ширине раскрытия трещин.

Расчет. Коэффициент сетчатого армирования полки (при коэффициенте армирования одной сетки на 1 см толщины $\mu_m=0{,}0071$) равен:

полки

$$\mu_{mc}=\mu_{mt}=0{,}0071\cdot 2/3=0{,}0047;$$

стенки

$$\mu_{mw}=0{,}0071\cdot 2/2=0{,}0065.$$

Коэффициент приведенного по расчетным сопротивлениям арматуры армирования равен:

полки

$$\mu_{mc1}=0{,}0047+0{,}0094\cdot 355/245=0{,}018,$$

где $\mu_s=\mu'_s=A_s/A_b=226/24\,000=0{,}0094$;

стенки

$$\mu_{mw}=0{,}0065.$$

Приведенный коэффициент армирования с учетом модулей упругости

$$\mu_{mc(E)}=\mu_{mt(E)}=0{,}0047+0{,}0034\cdot 200\,000/15000=0{,}017;$$

$$\mu_{mw(E)1}=\mu_{mw}=0{,}0065.$$

Поскольку сечение и его армирование симметричны, расстояние от центра массы до растянутой грани сечения $y_c=h/2=500$ мм.

Статический момент площади таврового сечения (без свесов в растянутой зоне) относительно нижней грани

$$S_b = 800 \cdot 30(1000 - 30/2)(1 + 5{,}26 \cdot 0{,}017) + 940(940 + 30) \cdot (940 + 30)/2 \times$$
$$\times (1 + 5{,}26 \cdot 0{,}0065) = 71\,479\,746 \text{ мм}^3,$$

где $\alpha = E_m/E_b = 150\,000/28\,500 = 5{,}26$;

$$t_{w1} = t_w n/\sin\beta = 22{,}4 : 0{,}94 = 94 \text{ мм при } \beta = 70°.$$

Приведенная суммарная площадь A_b таврового сечения $A_b = 800 \times 30(1 + 5{,}26 \cdot 0{,}017) + 94(940 + 30)(1 + 5{,}26 \cdot 0{,}0065) = 120\,426$ мм². Приведенная площадь свесов растянутой полки $A_{fl} = (800 - 84)30 \times (1 + 5{,}26 \cdot 0{,}017) = 23\,074$ мм².

Полученные значения подставляем в формулу (78) и вычисляем высоту сжатой зоны:

$$h - x = S_b/(A_b + A_{fl}/2) = 71\,479\,746 : (120\,426 + 23\,074 : 2) = 541{,}7 \text{ мм};$$

$$x = h - 541{,}7 = 1000 - 542 = 458 \text{ мм}.$$

Пластический момент сопротивления приведенного сечения по формуле (79)

$$W_{pl} = 0{,}292 + 0{,}75(0{,}2253 + 2 \cdot 0{,}017 \cdot 5{,}26) +$$
$$+ 0{,}075(0{,}45 + 2{,}0 \cdot 0{,}017 \cdot 5{,}26)94 \cdot 1000^2 = 60\,376\,670 \text{ мм}^3,$$

где $\gamma_1 = (b_f - t_w)t_f/(t_w h) = (800 - 94)30 : (94 \cdot 1000) = 0{,}2253$;

$$\gamma_2 = 2(b'_f - t_w)/(t_w h) = 2(800 - 94)30 : (94 \cdot 1000) = 0{,}45.$$

Расстояние от центра тяжести сечения до ядровой точки

$$r = W_{pl}/A_b = 60\,376\,670 : 143\,673 = 420{,}2 \text{ мм},$$

где $A_b = 800 \cdot 30(1 + 5{,}26 \cdot 0{,}017) + 94 \cdot 940(1 + 5{,}26 \cdot 0{,}0065) + 800 \cdot 30(1 + 5{,}26 \cdot 0{,}017) = 143\,673$ мм².

Приведенный модуль упругости арматуры по формуле (87)

$$E_{m1} = (E_m \mu_m + E_s \mu_s)/(\mu_m + \mu_s) = (150\,000 \cdot 0{,}0047 + 200\,000 \times$$
$$\times 0{,}0094) : (0{,}0047 + 0{,}0094) = 183\,333 \text{ МПа}.$$

Размеры сечения, приведенного к стальному, равны:

$$t_{sf} = \mu_{mt(E)1} t_f = 0{,}017 \cdot 30 = 0{,}51 \text{ мм};$$
$$t_{sw} = \mu_{mw(E)} t_w = 0{,}0065 \cdot 94 = 0{,}61 \text{ мм};$$
$$t'_{sf} = \mu_{mc(E)1} t'_f + t'_f E_b/E_{m1} = 0{,}017 \cdot 30 + 30 \cdot 28\,500 : 183\,333 = 5{,}17 \text{ мм};$$
$$t'_{sw} = \mu_{mw(E)} t_w + t_w E_b/E_{m1} = 0{,}0065 \cdot 94 \cdot 28\,500 : 183\,333 = 15{,}22 \text{ мм}.$$

Координата центра тяжести приведенного стального сечения

$$y_s = \frac{800 \cdot 5{,}17 \cdot 970 + 15{,}22 \cdot 458(970 - 458/2) +}{800 \cdot 5{,}17 + 15{,}22 \cdot 458 +} \rightarrow$$

$$\rightarrow \frac{+ 0{,}61(970 - 458)(970 - 458)/2}{+ 0{,}61(970 - 458) + 0{,}51 \cdot 800} = 9257206{,}9/11827{,}1 = 782{,}7 \text{ мм},$$

где расстояние между центрами сжатой и растянутой полок

$$h_1 = h - (t'_f + t_f)/2 = 1000 - (30+30) : 2 = 970 \text{ мм}.$$

Момент инерции сечения, приведенного к стальному, равен:

$$I_s = 800 \cdot 5,17\,(970 - 783)^2 + \frac{15,2 \cdot 458^3}{12} +$$

$$+ 15,2 \cdot 458 \left(970 - \frac{458}{2} - 783\right)^2 + 0,61\,(970 - 458)^3\,(783 -$$

$$- (970 - 458)/2)^2 = 741\,625\,220 \text{ мм}^4.$$

Момент сопротивления сечения, приведенного к стальному, равен:

$$W_{s1} = I_s/1,3y_s = 741\,625\,220 : (1,3 \cdot 782,7) = 782\,862,8 \text{ мм}^3.$$

Максимальные напряжения во внецентренно сжатом элементе:

$$\sigma_m = N(e_c - r)/W_{s1} = 555\,(490 - 420,2) : 728\,862,8 = 53,15 \text{ МПа};$$

$$e_c = M/N = 274 : 555 = 0,49 \text{ м} = 490 \text{ мм};$$

$$\sigma_m = N(e_c - r)/W_{s1} = 200\,(910 - 420,2) : 728\,862,8 = 134,4 \text{ МПа},$$

при эксцентриситете $e_c = M/N = 182/200 = 0,91 = 910$ мм. Приведенный диаметр стержней и проволоки в полке по формуле (86)

$$d_s = (n_1 d^2_1 + \ldots + n_2 d^2_2)/(n_1 d_1 + \ldots + n_2 d_2) = (160 \cdot 1^2 + 8 \cdot 8^2) :$$

$$: (160 \cdot 1 + 8 \cdot 8) = 3 \text{ мм}.$$

Ширина раскрытия трещин a_{crc}, нормальных к продольной оси элемента, при комбинированном армировании, равна (коэффициенты φ; φ_e; γ_m и η_m определяем по п. 4.9):

$$a_{crc} = \varphi \varphi_e \gamma_m \eta_m \frac{\sigma_m}{E_{m1}} 20\,(3,5 - 100\mu_{mt1}) \sqrt[3]{d_s} =$$

$$= 1 \cdot 1,5 \cdot 3 \cdot 1 \cdot 134,4 : 183\,333 \cdot 20\,(3,5 - 100 \cdot 0,017) \sqrt[3]{3} = 0,205 \text{ мм}.$$

Ширина раскрытия трещин от кратковременного действия всей нагрузки

$$a_{crc1} = 1 \cdot 1 \cdot 3 \cdot 1 \cdot 53,15/183\,333 \cdot 20\,(3,5 - 100 \cdot 0,017) \sqrt[3]{3} = 0,054 \text{ мм}.$$

В соответствии с п. 4.12 ширина непродолжительного раскрытия трещин от действия полной нагрузки определяется как сумма ширины раскрытия трещин от продолжительного действия постоянных и длительных нагрузок и приращения раскрытия трещин от действия кратковременной нагрузки.

$$a_{crc} = a_{crc1} - a_{crc2} + a_{crc3},$$

где a_{crc1} — ширина раскрытия трещин от непродолжительного действия всей (полной) нагрузки

$$a_{crc1} = 0,054 \text{ мм}.$$

Напряжения для определения ширины раскрытия трещин при непродолжительном действии постоянных и длительных нагрузок

$$\sigma_m = N(e_c - r)/W_s = 300(487-420{,}2) : 728\,862{,}8 = 27{,}6 \text{ МПа},$$

где $e_c = M/N = 146/300 = 0{,}487$ м $= 487$ мм.

Начальная ширина раскрытия трещин от постоянных и длительных нагрузок при их непродолжительном действии

$$a_{crc2} = 1 \cdot 1{,}3 \cdot 1 \cdot 27{,}6/183\,333 - 20(3{,}5 - 100 \cdot 0{,}017)\sqrt[3]{3} = 0{,}012 \text{ мм}.$$

Ширина продолжительного раскрытия трещин от действия постоянных и длительных нагрузок $a_{crc3} = a_{crc2} \cdot 1{,}5 = 0{,}012 \cdot 1{,}5 = 0{,}018$ мм. Ширина раскрытия трещин $a_{crc} = 0{,}054 - 0{,}012 + 0{,}018 = 0{,}06$ мм $< 0{,}1$ мм. Раскрытие трещин допустимое.

Пример 27.

Дано. Двутавровое приведенное сечение складчатой панели, которое имеет стенки и полки толщиной 20 мм и армируется двумя ткаными сетками № 10-1 — ГОСТ 3826—82*, выполнено из мелкозернистого бетона группы А класса В30 с прочностью на осевое сжатие $R_b = 17$ МПа. Модуль упругости при естественном твердении $E_b = 26\,000$ МПа. Коэффициент сетчатого армирования при одной сетке на 1 см толщины сечения составляет $\mu_m = 0{,}0071$. Расчетное сопротивление и модуль упругости сетки равны:

$$R_m = R_{mc} = 245 \text{ МПа}; \quad E_m = 150\,000 \text{ МПа}.$$

Ширина сжатой полки $b'_f = 900$ мм, толщина $t'_f = 20$ мм, высота сечения $h = 240$ мм. Ширина растянутой полки $b_f = 1800$ мм, толщина $t_f = 20$ мм. Толщина вертикальной приведенной стенки сечения $\beta = 75°$

$$t_w = tn/\sin\beta = 20 \cdot 8 : 0{,}965 = 165{,}5 \text{ мм}.$$

Требуется рассчитать армоцементную складчатую панель по ширине раскрытия трещин при действии изгибающего момента $M_{tot} = 37{,}5$ кН·м, продолжительно действующего момента $M_p = 30{,}4$ кН·м.

Расчет. Поскольку $M_e/M_{tot} = 3{,}04/3{,}75 \cdot 3{,}04 = 0{,}81 > 2/3$, проверяется продолжительное раскрытие трещин от действия момента M_e.

Толщина сжатой полки в сечении, приведенном к стальному, равна:

$$t'_{sf} = \mu_{mc(E)} t'_f + t'_f E_b/E_{m1} = 0{,}0071 \cdot 20 + 20 \cdot 26\,000 : 150\,000 = 3{,}48 \text{ мм}.$$

Коэффициент армирования стенки и полок в сжатой и растянутой зоне равен:

$$\mu_{mc(E)} = \mu_{mt(E)} = \mu_{mw(E)} = 0{,}0071.$$

Толщина растянутой полки приведенного стального сечения

$$t_{sf}=\mu_{mt(E)}t_f=0{,}0071\cdot 20=0{,}142 \text{ мм}.$$

Толщина стенки в сжатой зоне, приведенная к стальному сечению,

$$t_{swc}=\mu_{mw(E)}t_w+t_wE_b/E_m=0{,}0071\cdot 165{,}5+165{,}5\cdot 26\,000:150\,000=$$
$$=29{,}865 \text{ мм}.$$

Толщина стенки в растянутой зоне, приведенная к стальному сечению,

$$t_{swt}=\mu_{mw(E)}t_w=0{,}0071\cdot 165{,}5=1{,}175 \text{ мм}.$$

Статический момент площади относительно нижней грани

$$S_t=b'_ft'_f(1+\alpha\mu_{mc(E)})(h-t'_f/2)+t_wh_w(1+\alpha\mu_{mw(E)})(h-t'_f-h_w/2)+$$
$$+b_ft_f(1+\alpha\mu_{mt(E)})t_f/2=920\cdot 20(4\cdot 5{,}77\cdot 0{,}0071)(240-20:2)+$$
$$+165{,}5\cdot 195(1+5{,}77\cdot 0{,}0071)(240-20-195:2)+1800\cdot 20(1+5{,}77\times$$
$$\times 0{,}0071)20:2=8\,895\,741{,}8 \text{ мм}^3.$$

Отношение модулей

$$\alpha=E_m/E_b=15\,000:26\,000=5{,}77.$$

Площадь приведенного сечения

$$A_b=b'_ft_f(1+\alpha\mu_{mc(E)})+t_wh_w(1+\alpha\mu_{mw(E)})+b_ft_f(1+\alpha\mu_{mt(E)}\alpha)=$$
$$=920\cdot 20(1+5{,}77\cdot 0{,}0071)+165{,}5\cdot 195(1+5{,}75\cdot 0{,}0071)+1800\times$$
$$\times 20(1+5{,}77\cdot 0{,}0071)=90\,226{,}1 \text{ мм}^2.$$

Расстояние до центра тяжести

$$y_{cm}=S_t/A_b=8\,895\,741{,}8:90\,226=98{,}59 \text{ мм}.$$

Статический момент сечения, приведенного к стальному, относительно нижней грани сечения равен:

$$S_{s1}=b'_ft'_{sf}y'_1+t_{swc}h_{swc}y_2+b_{swt}y_3+b_{sf}t^2_f/2=920\cdot 3{,}48\cdot 220+$$
$$+29{,}865\cdot 121{,}4\cdot 60{,}7+98{,}59\cdot 49{,}3+1800\cdot 0{,}142^2:2=930\,155 \text{ мм}^3.$$

Площадь поперечного сечения, приведенного к стальному, равна:

$$A_s=b'_ft'_{sf}+t_{swc}h_{swc}+b_{swt}t_{sf}+b_{sf}t_f=920\cdot 3{,}48+29{,}865\cdot 121{,}4+$$
$$+98{,}59\cdot 1{,}175+1800\cdot 0{,}142=7198{,}65 \text{ мм}^2.$$

Расстояние от центра тяжести до нижней грани

$$y_s=S_{s1}/A_s=930\,155{,}8:7198{,}65=129{,}21 \text{ мм}.$$

Момент инерции, приведенный к стальному, относительно центра тяжести равен:

$$I_{s1}=b'_f(t'_{sf})^3/12+b'_ft'_{sf}(h-y_s)^2+t_{swc}h^3_{swc}/12+t_{swc}h_{swc}[(h_1-$$
$$-y_s)/2]^2+t_{swt}h^3_{swt}/12+t_{swt}h_{swt}(y_s/2)^2+b_ft^3_{sf}/12+b_ft_{sf}(t_{sf}/2)^2=$$
$$=920\cdot 3{,}48^3:12+920\cdot 3{,}48\cdot 220^2+29{,}86\cdot 90{,}8^3:12+29{,}86\cdot 90{,}8\times$$
$$\times 64{,}6^2+1{,}175\cdot 129^3:12+1{,}175\cdot 129\cdot 64{,}2^2+1800\cdot 0{,}142^3:12+$$
$$+1800\cdot 0{,}142(0{,}142:2)^2=27\,469\,958 \text{ мм}^4.$$

Момент сопротивления сечения, приведенного к стальному по формуле (91), равен:

$$W_{s1}=I_{s1}/1{,}3y_s=27\,469\,958:(1{,}3\cdot 129{,}21)=163\,538{,}41 \text{ мм}^3.$$

Напряжение в растянутой зоне приведенного сечения по формуле (89)

$$\sigma_m=M/W_{s1}=3\,040\,000:163\,538=18{,}6 \text{ МПа}.$$

Ширина раскрытия трещин a_{crc}, нормальных к оси элемента при сетчатом армировании по формуле (84), равна:

$$a_{crc}=\eta_m\varphi_e\sigma_m S_m/E_m=3{,}5\cdot 1{,}5\cdot 18{,}6:(150\,000\cdot 10)=0{,}065 \text{ мм}.$$

Такая величина раскрытия трещин (табл. 1) допустима.

Пример 28.

Дано. Часть плиты, расположенная между ребрами, имеет толщину 20 мм и ширину 1 м. Пролет равен 1,2 м. Плита находится под воздействием длительно действующей части нагрузки — $M_1=20$ кН·м и $N=36$ кН, постоянно действующей нагрузки — $M_2=15$ кН·м и $N=30$ кН. От полной нагрузки $M_3=30$ кН·м, $N=60$ кН. Участок плиты армируется четырьмя слоями тканой сетки № 10-1 по ГОСТ 3826—82* (см. рис. 32).

Расчетное сопротивление и модули упругости арматуры и бетона равны $R_m=R_{mc}=245$ МПа, $E=150\,000$ МПа; для мелкозернистого бетона класса В35 группы А $R_b=19{,}5$ МПа.

Начальный модуль упругости мелкозернистого бетона, не подвергнутого тепловой обработке по табл. 10, равен $E_b=27\,500$ МПа.

Требуется рассчитать плиту покрытия в стадии эксплуатации по ширине раскрытия трещин.

Расчетная длина плиты (считая торцы плиты защемленными)

$$l_0=0{,}5l=0{,}5\cdot 120=60 \text{ см}.$$

Эксцентриситеты сжимающей силы равны:

от длительно действующей части нагрузки

$$e_c=M_1/N_1=20:36=0{,}55 \text{ м};$$

от постоянно действующей нагрузки

$$e_c=M_2/N_2=15:30=0{,}5 \text{ м};$$

от всей нагрузки

$$e_c=M_3/N_3=30:60=0{,}5 \text{ м}.$$

Коэффициент армирования всего сечения сетками (при коэффициенте армирования $\mu_m=0{,}0071$ и одной сетки на 1 см толщины плиты) равен

$$\mu_{m1}=\mu_{mn}/t=0{,}0071\cdot 4:2=0{,}0142.$$

Момент инерции сечения относительно центра массы приведенного сечения

$$I_1 = bt^3/12 = 1000 \cdot 20^3 : 12 = 666\,666{,}7 \text{ мм}^4.$$

Момент сопротивления сечения

$$W = I_1/y = 666\,666{,}7 : 10 = 66\,666{,}67 \text{ мм}^3.$$

Величина момента сопротивления приведенного сечения для крайнего растянутого волокна

$$W_{pl} = \gamma W = 1{,}75 \cdot 66\,666{,}67 = 116\,666{,}6 \text{ мм}^3,$$

где γ *определяется по табл* 13.

Для симметричного сечения (при симметричном армировании) высота сжатой зоны бетона в момент трещинообразования равна половине толщины плиты, т. е. $x = t/2 = 10$ мм.

Толщина сжатой зоны приведенного к стальному сечению

$$t_{sc} = A_{mc}/b + xE_b/E_m = 157 : 1000 + 10 \cdot 27\,500 : 150\,000 = 1{,}99 \text{ мм}.$$

Толщина растянутой зоны, приведена к стальному сечению,

$$t_{st} = A_{mt}/b = 157 : 1000 = 0{,}157 \text{ мм}.$$

Положение центра тяжести приведенного стального сечения

$$y_{s1} = t_{sc}b(h_1 - t_{sc}/2)/[b(t_{st} + t_{sc})] = 1{,}99 \cdot 1000(16 - 1{,}99 : 2) : \\ : [1000(1{,}99 + 0{,}157)] = 13{,}91 \text{ мм}.$$

Момент инерции сечения, приведенного к стальному (без учета, ввиду их малости, моментов инерции сжатой и растянутой зон этого сечения относительно собственных центров масс), равен:

$$I_s = bt_{st}y^2_{s1} + bt_{sc}(h_1 - y_{s1} - t_{sc}/2)^2 = 1000 \cdot 0{,}157 \cdot 13{,}91^2 + 1000 \times \\ \times 1{,}99(15 - 13{,}91 - 1{,}99 : 2)^2 = 30\,395{,}56 \text{ мм}^4.$$

Момент сопротивления сечения, приведенного к стальному, равен:

$$W_s = I_s/y_s = 30\,395{,}56 : 13{,}91 = 2185{,}16 \text{ мм}^3.$$

Расстояние от центра тяжести сечения до ядровой точки

$$r = W_{pl}/A_b = 116\,665{,}5 : 20\,000 = 5{,}83 \text{ мм}.$$

Эксцентриситет продольной силы с учетом коэффициента η, учитывающего влияние прогиба,

$$e_c = M\eta/N = 360 : (60 \cdot 1{,}58) = 7{,}9 \text{ мм}.$$

Максимальное напряжение, возникающее в растянутой сетке от действия всей нагрузки по формуле (90), равно:

$$\sigma_m = 60\,000(7{,}9 - 5{,}83)/2185{,}16 = 56{,}84 \text{ МПа}.$$

Ширина раскрытия трещин a_{crc} при сетчатом армировании от непродолжительного действия всей нагрузки по формуле (84) равна:

$$a_{crc}=\eta_m\varphi_e\sigma_m S_m/E_m=3{,}5\cdot 1\cdot 56{,}84\cdot 10:150\,000=0{,}013 \text{ мм}.$$

Напряжения σ_m от действия постоянных и длительных нагрузок, необходимые для определения ширины раскрытия трещин при их непродолжительном действии по формуле (90), равно:

$$\sigma_m=66\,000(8{,}38-5{,}83)/2185{,}16=77 \text{ МПа}.$$

Величины, необходимые для подстановки в формулу (90):

$$M=20+15=35 \text{ кН}\cdot\text{м}; \quad N=36+30=66 \text{ кН}.$$

Эксцентриситет

$$e_c=M\eta/N=35:(66\cdot 1{,}58)=8{,}38 \text{ мм}.$$

Ширина раскрытия трещин от постоянных и длительных нагрузок при их непродолжительном действии по формуле (84)

$$a_{crc2}=3{,}5\cdot 1\cdot 77\cdot 10:150\,000=0{,}018 \text{ мм}.$$

Ширина продолжительного раскрытия трещин по формуле (84)

$$a_{crc3}=3{,}5\cdot 1{,}5\cdot 77\cdot 10:150\,000=0{,}027 \text{ мм}.$$

Ширина непродолжительного раскрытия трещин от действия полной нагрузки определяется по формуле (92)

$$a_{crc}=a_{crc1}-a_{crc2}+a_{crc3}=0{,}013-0{,}018+0{,}027=0{,}022 \text{ мм};$$

$$a_{crc1}=0{,}1>a_{crc}=0{,}022.$$

Раскрытие трещин не превышает допустимое.

Пример 29.

Дано. Армоцементный складчатый элемент высотой $h=1000$ мм, шириной верхней и нижней полки $b'_f=b_f=400$ мм, толщиной полки $t'_f=t_f=30$ мм, наклонных граней, с углом наклона к вертикали $\beta=60°$, $t_w=20$ мм находится под действием поперечной силы (см. рис. 34) $Q=100$ кН. Складчатый элемент армируется четырьмя тканными сетками № 10-1 — ГОСТ 3826—82* в каждой наклонной грани в пределах действия среза.

Требуется рассчитать наклонное сечение элемента по раскрытию трещин.

Расчет выполняем в соответствии с п. 4.13. Коэффициент армирования наклонной грани элемента (при одной сетке на 1 см толщины $\mu=0{,}0071$)

$$\mu_{m1}=0{,}0071\cdot 4:2=0{,}0142.$$

Высота наклонной стенки

$$h_w = h - (t'_f + t_f) = 1000 - (30 + 30) = 940 \text{ мм}.$$

Толщина (приведенная) стенки

$$t_{w1} = 2 \cdot 20/\sin 60° = 40 : 0{,}866 = 46{,}19 \text{ мм}.$$

Коэффициент K_2 по формуле (95)

$$K_2 = Q/(t_{w1} h_w) - 0{,}25 N_p/A_b = 100\,000 : (46{,}2 \cdot 940) = 2{,}302.$$

Коэффициент K_1 для тканых сеток равен:

$$K_1 = 10^2 (30 - 1500 \mu_{m1}) = 10^2 (30 - 1500 \cdot 0{,}0142) = 870.$$

Коэффициент φ_e (п. 4.8) для продолжительной действующей нагрузки и мелкозернистого бетона группы А равен $\varphi_e = 1{,}5$.

Коэффициент η_m (п. 4.8) для тканых сеток равен: $\eta_m = 3{,}5$. Выполняем подстановку полученных величин в формулу (94). Ширина раскрытия трещин, наклонных к продольной оси изгибаемого элемента, равна:

$$a_{crc} = \varphi_e K_1 (h_w + 30 d_m) \eta_m K^2_2 / (\mu_{mw1} E^2_m) = 1{,}5 \cdot 870 (940 + 30 \cdot 1) \times$$
$$\times 35 \cdot 2{,}302^2 : (0{,}0142 \cdot 150\,000^2) = 0{,}15 \text{ мм}.$$

Ширина раскрытия наклонной трещины от продолжительно действующей нагрузки $a_{crc} = 0{,}15$ мм $< a_{crc} = 0{,}2$ мм удовлетворяет требованиям.

Пример 30.

Дано. Складчатая панель высотой 1000 м, шириной 2000 мм и толщиной наклонных стенок $t_w = 20$ мм армируется в каждой наклонной стенке четырьмя ткаными сетками № 8-0,7 по ГОСТ 3826—82* (см. рис. 34). В сечении действует от всей нагрузки поперечная сила $Q = 140$ кН от постоянно действующей нагрузки $Q = 90$ кН и от непродолжительно действующей нагрузки $Q_2 = 50$ кН. Кроме того, в сечении действует продольная сила от преднапряженной арматуры $N_p = 200$ кН. Складка изготовлена из мелкозернистого бетона класса В35. Модули упругости арматуры принимаются для тканой сетки $E_m = 150\,000$ МПа.

Требуется рассчитать ширину раскрытия наклонных трещин. Расчет выполняем в соответствии с п. 4.13.

Коэффициент армирования наклонных граней равен:

$$\mu_{mw1} = \mu_{mw4}/2 = 0{,}0044 \cdot 4 : 2 = 0{,}0088.$$

Коэффициент K_1 для тканых сеток:

$$K_1 = 10^2 (30 - 1500 \mu_{m1}) = 10^2 (30 - 1500 \cdot 0{,}0088 \cdot 1{,}41) = 1170,$$

Принимаем $\eta_m=3{,}5$; $\varphi_e=1$ в соответствии с п. 4.8. Площадь поперечного сечения

$$A_b=b'_f t'_f+b_f t_f+t_w h_w=20\cdot 400+20\cdot 400+46{,}19\cdot 940=56\,000 \text{ мм}^2.$$

Коэффициент

$$K_2=Q/(t_w h_w)-0{,}25N_p/A_b=140\,000:(20{,}2\cdot 940)-0{,}25\cdot 200\,000:$$
$$:56\,000=2{,}83.$$

Ширина раскрытия наклонных трещин

$$a_{crc}=1\cdot 1170\,(940+30\cdot 0{,}7)\,\frac{3{,}5}{0{,}0088\cdot 1{,}41}\,\frac{2{,}83^2}{150\,000^2}=$$
$$=0{,}114 \text{ мм}<0{,}15 \text{ мм}.$$

Ширина раскрытия наклонных трещин не превышает допустимых пределов.

РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ АРМОЦЕМЕНТНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО ДЕФОРМАЦИЯМ

4.14. Деформации (прогибы, углы поворота) элементов армоцементных конструкций вычисляются по правилам строительной механики в зависимости от значений кривизны, определенных согласно указаниям пп. 4.15—4.20.

Значения кривизны и деформаций армоцементных элементов *отсчитываются от их начального состояния, при наличии предварительного напряжения арматуры* — от состояния до обжатия элемента. Элементы или участки элементов рассматриваются без трещин в растянутой зоне; если трещины не образуются при действии постоянных, длительных и кратковременных нагрузок, нагрузки вводятся в расчет с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f=1$.

При расчете по деформациям усилия от усадки бетона N_{shr} принимаются равными нулю.

4.15. Жесткость элементов при кратковременном действии нагрузки определяется по формуле

$$B_{f1}=0{,}85E_b I_1, \qquad (96)$$

где E_b — модуль упругости бетона, принимаемый по табл. 10; I_1 — момент инерции армированного сечения, приведенного к бетонному, с учетом коэффициентов сетчатого армирования в соответствии с отношением модулей E_s/E_m.

Приведенные коэффициенты армирования для расчета деформаций определяются по формулам:

для сжатой полки

$$\mu'_{m1(E)}=\mu'_{mf}+\mu_s E_s/E_m;$$

для стенки

$$\mu_{m1(E)}=\mu_{mw};$$

для растянутой полки

$$\mu_{m1(E)}=\mu_{mf}+\mu_s E_s/E_m. \qquad (97)$$

ОПРЕДЕЛЕНИЕ КРИВИЗНЫ НА УЧАСТКАХ БЕЗ ТРЕЩИН В РАСТЯНУТОЙ ЗОНЕ

4.16. Полное увеличение кривизны изгибаемых, внецентренно сжатых и внецентренно растянутых элементов на участках, где не образуются нормальные или наклонные к продольной оси элемента трещины, должно определяться по формуле

$$\rho_{tot}=\rho_1+\rho_2-\rho_3-\rho_4, \qquad (98)$$

где ρ_1 и ρ_2 — кривизны соответственно от кратковременных нагрузок (принимаемых согласно указаниям СНиП 2.03.01—84) и от постоянных и длительных нагрузок (без учета усилия P), определяемые по формулам:

$$\rho_1=M/B_{f1}; \qquad (99)$$

$$\rho_2=M\varphi_{b2}/B_{f2}, \qquad (100)$$

здесь M — момент от соответствующей внешней нагрузки относительно оси, нормальной к плоскости действия момента и проходящей через центр тяжести приведенного сечения; B_{f1} — жесткость сечения с учетом быстронатекающей ползучести определяется по формуле (96); φ_{b2} — коэффициент, учитывающий влияние ползучести бетона и принимаемый равным: при влажности воздуха окружающей среды 40 % и выше — 2,6; для бетона, изготовленного с пропаркой — 3; при влажности воздуха окружающей среды ниже 40 % — 3,9; для бетона, изготовленного с пропаркой — 4,5; B_{f2} — жесткость армоцементных конструкций при учете продолжительного действия нагрузки, принимаемая равной:

$$B_{f2}=0{,}85B_{f1}; \qquad (101)$$

ρ_3 — кривизна, обусловленная выгибом элемента от непродолжительного действия усилия предварительного обжатия и определяемая по формуле

$$\rho_3=Pl_{cp}/B_{f1}; \qquad (102)$$

ρ_4 — кривизна, обусловленная выгибом элемента вследствие усадки и ползучести бетона от усилия предварительного обжатия и определяемая по формуле

$$\rho_4=(\Sigma_b-\Sigma'_b)/h. \qquad (103)$$

Здесь Σ_b, Σ'_b — относительные деформации бетона, вызванные его усадкой и ползучестью под действием усилия предварительного обжатия, определяемые соответственно на уровне растянутой и сжатой граней сечения по формулам:

$$\Sigma_b=\sigma_b/E_m; \qquad (104)$$

$$\Sigma'_b=\sigma'_b/E_m. \qquad (105)$$

Значение σ_b принимается численно равным сумме потерь предварительного напряжения арматуры от усадки и ползучести бетона по указаниям СНиП 2.03.01—84 для арматуры растянутой зоны, а σ'_b то же для напрягаемой арматуры, если бы она имелась на уровне крайнего сжатого волокна бетона.

Значения кривизны ρ_3 и ρ_4 для элементов без предварительного напряжения допускается принимать равными нулю.

4.17. При определении кривизны на участках с начальными трещинами в сжатой зоне бетона ρ_1, ρ_2, ρ_3 должны быть увеличены на 15 %, а ρ_4 — на 25 %.

ОПРЕДЕЛЕНИЕ КРИВИЗНЫ НА УЧАСТКАХ С ТРЕЩИНАМИ В РАСТЯНУТОЙ ЗОНЕ

4.18. Полное значение кривизны изгибаемых, внецентренно сжатых и внецентренно растянутых элементов прямоугольного, таврового и двутавровых сечений на участке, где образуются нормальные к продольной оси элемента трещины, следует определять по формуле

$$\rho_{tot}=\rho_5-\rho_6+\rho_7-\rho_4, \qquad (106)$$

где ρ_5 — кривизна от непродолжительного действия всей нагрузки, на которую производится расчет по деформациям, согласно п. 4.22; ρ_6 — кривизна от непродолжительного действия постоянных и длительных нагрузок; ρ_7 — кривизна от продолжительного действия постоянной и длительной нагрузок; ρ_4 — кривизна, обусловленная выгибом элемента вследствие усадки и ползучести бетона от усилия предварительного обжатия и определяемая по формуле (103).

4.19. Значение ρ_5 определяется по формуле

$$\rho_5=M_{crc}/B_{f1}+(M-M_{crc})/B_{f3}, \qquad (107)$$

где M — момент от всей внешней нагрузки относительно оси, нормальной к плоскости действия момента и проходящей через центр тяжести приведенного сечения; M_{crc} — момент, воспринимаемый сечением, нормальным к продольной оси элемента, при образовании трещин; B_{f1} — определяется по формуле (96); B_{f3} — определяется по формуле

$$B_{f3}=kE_bI_1, \qquad (108)$$

здесь k — коэффициент, учитывающий снижение жесткости элемента, принимается по табл. 14.

Значение M_{crc} определяется по формулам:

для элементов без предварительного напряжения арматуры

$$M_{crc}=W_{pl}R_{bt,\,ser}; \qquad (109)$$

для предварительно напряженных элементов

$$M_{crc}=W_{pl}R_{bt,\,ser}\pm M_p, \qquad (110)$$

где W_{pl} — момент сопротивления для крайнего растянутого волокна сечения с учетом неупругих деформаций растянутого бетона, определяется по формулам (76) и (79).

Значение M_p в зависимости (110) определяется по формуле

$$M_p=P(l_{cp}+r). \qquad (111)$$

Таблица 14

Армирование растянутой зоны сечения	Коэффициент армирования, %	Коэффициент k для элементов	
		изгибаемых и растянутых	внецентренно сжатых
Сетчатое при сетках:			
тканых	До 1,5	0,08	0,16
	От 1,5 до 3	0,16	0,32
сварных	До 1,5	0,1	0,2
	От 1,5 до 3	0,2	0,4
Комбинированное при сетках:			
тканых	До 1,5	0,08	0,16
сварных	» 1,5	0,1	0,2
тканых	От 1,5 до 3	0,1	0,22
сварных	» 1,5 » 3	0,12	0,25

В формуле (110) знак «плюс» следует принимать, когда направления моментов M_{crc} и M_p противоположны, знак «минус» — когда направления совпадают.

В формуле (111)

M_p — момент усилия N_p относительно оси, параллельной нулевой линии и проходящей через ядровую точку, наиболее удаленную от растянутой зоны, трещиностойкость которой нужно определить; значение M_p определяется по указаниям СНиП 2.03.01—84, принимая W_{pl} согласно п. 4.4.

4.20. Значение ρ_6 определяется по формуле

$$\rho_6 = M_{ser}/B_{f3}, \qquad (112)$$

где M_{ser} — момент от постоянных и длительных нагрузок относительно оси, нормальной к плоскости действия момента и проходящей через центр тяжести приведенного сечения; B_{f3} — определяется по формуле (108).

4.21. Значение ρ_7 определяется по формуле

$$\rho_7 = M_{ser}/B'_{f3}, \qquad (113)$$

где M_{ser} — значение такое же, что и в формуле (112); B'_{f3} — определяется по формуле

$$B'_{f3} = 0{,}8B_{f3}, \qquad (114)$$

здесь B_{f3} — принимается по формуле (108).

Таблица 15

№ п.п.	Схема загружения	Коэффициент m
1		5/48
2		1/12
3		$1/8 - x^2/6$
4		$\frac{1 + 2x\ (3 - 4x^2)}{12\,(1 + 4x)}$
5		$\frac{8 + 5k}{(2 + k)\,48}$
6		$\frac{16\,x\,(3 - 4\,x^2) + 5k}{(8x + k)\,48}$
7		$\frac{8 + 16x\,(3 - 4x^2) + 5k}{(2 + 8x + k)\,48}$

№ п.п.	Схема загружения	Коэффициент m
8		1/4
9		1/3
10		$x(1/2-x/6)$
11		$\frac{x^2(3-x)+2}{6(1+x)}$
12		$\frac{8+3k}{12(2+k)}$
13		$\frac{4x^2(3-x)+3k}{12(2x+k)}$
14		$\frac{8+4x^2(3-x)+3k}{12(2+2x+k)}$

4.22. Прогиб, обусловленный деформацией изгиба, определяется по формуле

$$f_m = \int_0^l M_x \rho_{tot,\,x} dx, \qquad (116)$$

где M_x — изгибающий момент в сечении x от действия единичной силы, приложенной по направлению искомого перемещения элемента в сечении x по длине пролета, для которого определяется прогиб; $\rho_{tot,\,x}$ — полная величина кривизны элемента в сечении x от нагрузки, при которой определяется прогиб; величина $\rho_{tot,\,x}$ определяется по формулам (98), (106); знак кривизны ρ принимается в соответствии с эпюрой кривизны.

Для элементов постоянного сечения, имеющих трещины на каждом участке, в пределах которого изгибающий момент не меняет знака, кривизну допускается вычислять для наиболее напряженного сечения, принимая кривизну для остальных сечений такого же участка изменяющейся пропорционально значениям изгибающего момента.

Для некоторых наиболее распространенных случаев загружения прогиб изгибаемого элемента постоянного сечения может определяться по формуле

$$f = m \rho_{tot} l^2, \qquad (117)$$

где m — коэффициент, принимаемый в зависимости от условий опирания и схем загружения (табл. 15); ρ_{tot} — кривизна в сечении с наибольшим изгибающим моментом от нагрузки, при которой определяется прогиб; l — расчетный пролет элемента.

ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА

Пример 31.

Дано. Армоцементный складчатый элемент высотой 1000 мм, шириной 2000 мм, толщиной наклонных стенок $t_w = 20$ мм, толщиной и шириной горизонтальных полок $t_f = t'_f = 30$ мм, $b_f = b'_f = 200$ мм армируется восемью сварными сетками № 12,5-0,5—ТУ 14-4-713-76 в сжатой и растянутой полках сечения; четырьмя сварными сетками № 12,5-0,5 по ТУ 14-4-713-76 в наклонных гранях сечения; сварными плоскими каркасами из арматуры диаметром 10 мм класса А-III в сжатой и растянутой полках ($A'_s = A_s = 78{,}5 \cdot 4 = 314$ мм^2) (рис. 34).

Расчетные сопротивления и модули упругости арматуры и бетона равны: для сварных сеток $E_m = 150\,000$ МПа, для арматуры класса А-III $E_s = 200\,000$ МПа.

Для мелкозернистого бетона группы А класса В35 прочность на осевое сжатие, прочность на осевое растяжение $R_{bt\,ser} =$

$=1{,}56$ МПа, коэффициент условия работы $\gamma_{b1}=1$. Начальный модуль упругости бетона естественного твердения $E_b=27\,500$ МПа.

В сечении действуют изгибающий момент от полной нагрузки $M_{tot}=200$ кН·м и продольная сила $N_{tot}=800$ кН, в том числе от части постоянных и длительных нагрузок $M_e=170$ кН·м, $N_e=690$ кН.

Требуется определить прогиб складчатого элемента длиной 15 м.

Жесткость элемента при отсутствии трещин

$$B_{f1}=0{,}85\cdot 27\,500\cdot 10\,072{,}4\cdot 10^6=23\,543{,}3\cdot 10^{10}\ \text{МПа}.$$

Жесткость элемента при наличии трещин

$$B_{f3}=KE_bI_1=0{,}25\cdot 27\,500\cdot 10\,072{,}4\cdot 10^6=69\,247{,}75\cdot 10^9\ \text{Н}\cdot\text{мм}^2.$$

Значение k — коэффициента, учитывающего снижение жесткости элемента, принимаем по табл. 14.

Для элемента с комбинированным армированием при сварных сетках $\mu_{m1}=0{,}042$, $k=0{,}25$.

Приведенная площадь таврового сечения

$$A'_b=400\cdot 30(1+5{,}45\cdot 0{,}0384)+(940+30)46(1+5{,}45\cdot 0{,}0028)=$$
$$=59\,812{,}3\ \text{мм}^2.$$

Приведенная площадь свесов растянутой полки

$$A_{fl}=(400-46)30(1+5{,}26\cdot 0{,}0384)=12\,776{,}2\ \text{мм}^2;$$

статический момент площади таврового сечения (без свесов растянутой полки) относительно нижней границы

$$S_b=400\cdot 30(1000-30/2)(1+1{,}26\cdot 0{,}0384)+(940+30)46(940/2+30)\times$$
$$\times(1+5{,}26)=36\,599\,587\ \text{мм}^3.$$

Высота сжатой зоны $h-x=36\,599\,587/(59\,812{,}3+12\,776{,}2)=$ $=552{,}86$ мм, откуда $x=1000-552{,}86=447{,}14$ мм.

Момент инерции сжатой зоны сечения относительно нейтральной оси

$$I_{c1}=[400\cdot 30^3/2+400\cdot 30(447{,}14-30/2)^2](1+5{,}26\cdot 0{,}0384)+$$
$$+[46(447{,}14-30)^3/12+46(447{,}14-30)((447{,}14-30)/2)^2]1+$$
$$+5{,}26\cdot 0{,}0028=94\,579\,730+1\,182\,481\,600=1\,277\,061\,330\ \text{мм}^4.$$

Статический момент растянутой части сечения относительно нейтральной оси

$$S_t=400\cdot 30(1000-447{,}14-30/2)(1+5{,}26\cdot 0{,}0384)+$$
$$+[(940+30-447{,}14)46(940+30-447{,}14)/2](1+5{,}26\cdot 0{,}0088)=$$
$$=14\,138\,332\ \text{мм}^3.$$

Момент сопротивления приведенного сечения по формуле (76)

$$W_{pl}=2I_{c1}/(h-x)+S_t=2\cdot 1\,277\,061{,}339:(100-447{,}14)+$$
$$+14\,138\,332=18\,758\,167\ \text{мм}^3.$$

Момент трещинообразования по формуле (109)

$$M_{crc} = W_{pl} R_{bt,ser} = 18\,758\,167 \cdot 15{,}6 = 29{,}262 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Складчатая плита работает с трещинами, так как $M_{crc} = 29{,}262$ кН·м $< M = 170$ кН·м.

Кривизна от непродолжительного действия всей нагрузки по формуле (107)

$$\rho_5 = M_{crc}/B_{f1} + (M - M_{crc})/B_{f3} = 29{,}263 \cdot 10^6 : (23\,543{,}3 \cdot 10^6) + (200 \cdot 10^6 - 29{,}263 \cdot 10^6) : (6924{,}78 \cdot 10^{10}) = 0{,}025898 \cdot 10^{-4} \text{ мм}^{-1}.$$

Кривизна от непродолжительного действия постоянных и длительных нагрузок ρ_6 по формуле (112)

$$\rho_6 = M_e/B_{f3} = 170 \cdot 10^6 : (6924{,}78 \cdot 10^{10}) = 0{,}024549 \cdot 10^{-4} \text{ мм}^{-1}.$$

Кривизна от продолжительного действия постоянной и длительнодействующей нагрузок по формуле (113)

$$\rho_7 = M_e/B'_{f3} = 170 \cdot 10^6 : (5539{,}82 \cdot 10^{10}) = 0{,}03069 \cdot 10^{-4} \text{ мм}^{-1},$$

где $B = 0{,}8B = 0{,}8 \cdot 6924{,}78 \cdot 10^{10} = 5539{,}82 \cdot 10^{10}$.

Суммарная кривизна в соответствии с п. 4.18 по формуле (106)

$$\rho_{tot} = 0{,}0258988 \cdot 10^{-4} - 0{,}0245495 \cdot 10^4 + 0{,}03069 \cdot 10^{-4} = 0{,}0320393 \times 10^{-4} \text{ мм}^{-1}.$$

Прогиб в середине элемента определяем по формуле (117):

$$f = m\rho_{tot} l^2 = (5 : 48)\, 0{,}032\,039\,3 \cdot 10^{-4} \cdot 14\,900^2 = 7{,}4 \text{ мм}.$$

Прогиб складки равен 74 мм. Допустимый прогиб 74,5 мм. Вычисленный прогиб меньше допустимого.

Пример 32.

Дано. Армоцементная складчатая плита покрытия с расчетным пролетом 5,95 м выполнена с армированием двумя тканными сетками № 10-1 ГОСТ 3826—82* (коэффициент сетчатого армирования при одном слое сеток на 1 см толщины составляет $\mu_m = 0{,}0071$) и сварными сетками из стальной низкоуглеродистой холоднотянутой проволоки класса Вр-I (в сжатой зоне восемь проволок диаметром 3 мм, $A'_m = 8 \cdot 0{,}071 = 0{,}57$ см^2; в растянутой зоне 28 проволок диаметром 4 мм, $A_m = 28 \cdot 0{,}126 = 3{,}53$ см^3) (см. рис. 38).

Плита выполнена из мелкозернистого бетона класса В40 группы А. $R_{bt\,ser} = 2{,}1$ МПа, $E_b = 28{,}5 \cdot 10^3$ МПа.

Изгибающий момент, действующий на плиту, равен: $M = 30{,}446$ кН·м.

Требуется произвести расчет по деформациям в случае отсутствия и в случае образования трещин в растянутой зоне.

Расчет по деформациям. Приведенная площадь двутаврового сечения

$$A_1 = 92 \cdot 2(1+5{,}26 \cdot 0{,}0106) + 16{,}55 \cdot 19{,}5(1+5{,}26 \cdot 0{,}0071) + \\ + 184{,}0 \cdot 2{,}5(1+5{,}26 \cdot 0{,}0144) = 1023{,}88 \text{ см}^2,$$

где

$$\alpha = E_m/E_b = 150\,000 : 28\,500 = 5{,}26.$$

Приведенный статический момент площади двутаврового сечения относительно нижней грани

$$S_1 = 92 \cdot 2(1+5{,}26 \cdot 0{,}0106)(24-2/2) + 19{,}5 \cdot 16{,}55 \times \\ \times (1+5{,}26 \cdot 0{,}0071)(24-2-19{,}5/2) + 184 \cdot 2{,}5 \times \\ \times (1+5{,}26 \cdot 0{,}0144)\, 2{,}5/2 = 9187{,}52 \text{ см}^2.$$

Расстояние от центра тяжести сечения до нижней грани

$$y_c = S_1/A_1 = 9187{,}52 : 1023{,}88 = 8{,}97 \text{ см}.$$

Момент инерции относительно центра тяжести приведенного сечения

$$I_1 = 92 \cdot 2^3/12 + 92 \cdot 2(24-8{,}97-2/2)^2(1+5{,}26 \cdot 0{,}0106) + \\ + 16{,}55 \cdot 19{,}3^3/12(1+5{,}26 \cdot 0{,}0071) + 184 \cdot 2{,}5^3/12 + 184 \cdot 2{,}5 \times \\ \times (8{,}97-2{,}5/2)^2(1+5{,}26 \cdot 0{,}144) = 81889{,}63 \text{ см}^4.$$

Приведенные коэффициенты армирования соответственно для стенки, сжатой и растянутой полок по формуле (97) равны:

$$\mu_{w(E)1} = \mu_w = 0{,}0071;$$
$$\mu'_{(E)1} = \mu'_m + \mu'_s E_s/E_m = 0{,}0071 + 0{,}0031 \cdot 170\,000 : 150\,000 = 0{,}0106;$$
$$\mu_{(E)1} = \mu_m + \mu_s E_s/E_m = 0{,}00567 + 0{,}00767 \cdot 170\,000 : 150\,000 = 0{,}0144;$$
$$\mu_m = 2\mu/t_f = 2 \cdot 0{,}0071 : 2{,}5 = 0{,}00567;$$
$$\mu_s = A_s/(b_f t_f) = 3{,}53 : (184 \cdot 2{,}5) = 0{,}00767.$$

Жесткость элементов до появления трещин при кратковременном действии нагрузки по формуле (96)

$$B_{f1} = 0{,}85 \cdot 81889{,}63 \cdot 28\,500 \cdot 100 = 1983776{,}1 \cdot 10^5 \text{ Па} \cdot \text{см}^2.$$

Жесткость элементов при наличии трещин и кратковременном действии нагрузки по формуле (107) равна: при коэффициенте $K = 0{,}16$ при $\mu_{m1} = 1{,}8$ % и тканых сеток по табл. 14.

$$B_{f3} = 0{,}16 \cdot 38\,500 \cdot 81\,889{,}6 \cdot 100 = 504\,440{,}1 \cdot 10^5 \text{ Па} \cdot \text{см}^2.$$

Так как по формуле (80) $W_{pl} = \gamma W_1$,
где

$$W_1 = I_1/y_c;\ \gamma = 1{,}1 \text{ (см. табл. 13)},$$

тогда $W_{pl} = 1{,}1 \cdot 81889{,}63/8{,}97 = 10042{,}206$ см^3.

Момент трещинообразования по формуле (109) и в соответствии с п. 4.14 равен:

$$M_{crc}=10\,042{,}206\cdot 2{,}1\cdot 100=2\,108\,863{,}26 \text{ Н·см.}$$

Кривизна элемента при наличии трещин по формуле (107)

$$\rho_5=M_{crc}/B_{f1}+(M-M_{crc})/B_{f3}=2\,108\,863{,}26:(1\,983\,776{,}13\times$$
$$\times 10^5)+(3\,045\,000-2\,108\,863{,}26):50\,440{,}1208\cdot 10^5=$$
$$=2{,}918\cdot 10^{-5} \text{ см}^{-1}.$$

Момент от постоянных и длительных нагрузок M_{ser} равен:

$$M_{ser}=19{,}82512 \text{ кН·м.}$$

Кривизна ρ_6 по формуле (112)

$$\rho_6=1\,982\,512:504\,440{,}12\cdot 10^5=3{,}93\cdot 10^{-5} \text{ см}^{-1}.$$

Кривизна ρ_7 по формуле (113)

$$\rho_7=M_{ser}/B'_{f3};\ \text{при } B'_{f3}=0{,}8B_{f3}.$$
$$\rho_7=1\,982\,512/0{,}8\cdot 504440{,}12\cdot 10^5=4{,}91\cdot 10^{-5} \text{ см}^{-1}.$$

Ссылаясь на п. 4.14, ρ_4 принимаем равным нулю; тогда полная кривизна по формуле (106) равна:

$$\rho_{tot}=(2{,}92-3{,}93+4{,}9)\,10^{-5}=3{,}9\cdot 10^{-5} \text{ см}^{-1}.$$

Прогиб панели по формуле (117) равен: $m=5/48$ (см. табл. 15),

$$f=m\rho_{tot}l^2=(5:48)3{,}9\cdot 5{,}95^2\cdot 10^{-5}=1{,}4 \text{ см.}$$

Поскольку $1{,}4<1/300\cdot 595=1{,}9$ см, жесткость панели достаточна.

Пример 33.

Дано. Армоцементная складчатая плита покрытия, рассмотренная в прим. 1. Момент от нормативной нагрузки $M=87\,400$ Н·м.

Требуется рассчитать плиту по деформациям.

Расчет. Момент при образовании трещин равен $M_{crc}=$ $=62\,138$ Н·м.

Жесткость сечения при кратковременном действии нагрузки по формуле (96) равна: $B_{f1}=0{,}85\cdot 2{,}4\cdot 10^4\cdot 688\,085=14\,036\cdot 10^8$ Па·см^2.

Жесткость сечения с учетом коэффициента снижения жесткости k, принимаемого по табл. 14 и равного 0,08 по формуле (108), равна: $B_{f3}=0{,}08\cdot 2{,}4\cdot 10^4\cdot 688\,085=1321\cdot 10^8$ Па·см^2.

Кривизна от непродолжительного действия всей нагрузки по формуле (107) равна:

$$\rho_5=6\,213\,800/14\,036\cdot 10^8+(8\,740\,000-6\,213\,800)/1321\cdot 10^8=$$
$$=2{,}363\cdot 10^{-5} \text{ см}^{-1}.$$

Кривизна от непродолжительного действия постоянных и длительных нагрузок по формуле (112) равна:

$$\rho_6 = M/B_{f3} = 6\,650\,000 : (1321 \cdot 10^8) = 5{,}03 \cdot 10^{-5} \text{ см}^{-1}.$$

Кривизна от продолжительного действия постоянных и длительных нагрузок по формуле (113) равна:

$$\rho_7 = M/B'_{f3} = M/0{,}8B_{f3} = 6\,650\,000 : (0{,}8 \cdot 1321 \cdot 10^8) = 6{,}29 \cdot 10^{-5} \text{ см}^{-1}.$$

Полная кривизна по формуле (106) равна:

$$\rho_{tot} = \rho_5 - \rho_6 + \rho_7 = (2{,}368 - 5{,}03 + 6{,}29)\,10^{-5} = 3{,}628 \cdot 10^{-5} \text{ см}^{-1}.$$

Прогиб панели по формуле (117) равен:

$$f = m\rho_{tot} l^2 = (5 : 48)\,3{,}628 \cdot 10^{-5} \cdot 895^2 = 3{,}03 \text{ см}.$$

Так как $f = 3{,}03$ см $< 1/250l = 1/250 \cdot 895 = 3{,}58$ см, следовательно, жесткость панели достаточна.

Пример 34.

Дано. Армоцементный элемент, приведенное двутавровое сечение которого имеет высоту 550 мм, толщину сжатой и растянутой полок 50 мм, толщину стенки 75 мм и ширину верхней полки 600 мм, а нижней — 500 мм, воспринимает действие продольной силы $N = 155{,}11$ кН от всей нагрузки и момент $M = 52{,}136$ кН·м; $N_1 = 127{,}16$ кН и $M_1 = 20{,}34$ кН·м от длительно действующей нагрузки.

Момент от полной нормальной силы $N = 155{,}11$ кН относительно центра тяжести арматуры растянутой полки

$$M = N(e_0 + h/2 - t_f/2) = 155\,110(40 + 55 : 2 - 5 : 2) = 100\,820 \text{ Н·м}.$$

Момент, воспринимаемый нормальным сечением при образовании трещин, равен: $M_{crc} = 25{,}791$ кН·м.

Момент от длительно действующей нормальной силы относительно центра тяжести арматуры растянутой полки

$$M = N(e_0 + h/2 - t_f/2) = 127\,160(16 + 55 : 2 - 5 : 2) = 52\,136 \text{ Н·м}.$$

Требуется рассчитать армоцементный элемент по жесткости.

Расчет. Жесткость сечения при кратковременном действии всей нагрузки по формуле (96)

$$B_{f1} = 0{,}85 \cdot 23 \cdot 10^4 \cdot 521\,098 = 10\,185 \cdot 10^8 \text{ Па·см}^2.$$

Жесткость сечения по формуле (108) с учетом коэффициента снижения жесткости k, принимаемого по табл. 14 и равного 0,16, равна:

$$B_{f3}=0{,}16\cdot 2{,}3\cdot 10^4\cdot 521\,098=1917\cdot 10^8 \text{ Па}\cdot\text{см}^2.$$

Кривизна от непродолжительного действия всей нагрузки по формуле (107)

$$\rho_5=2\,579\,100/(10\,185\cdot 10^8)+(1\,008\,200-2\,579\,100)/(1917\cdot 10^8)=$$
$$=4{,}166\cdot 10^{-5} \text{ см}^{-1}.$$

Кривизна от непродолжительного действия постоянных и длительных нагрузок по формуле (112)

$$\rho_6=M/B_{f3}=5\,213\,600:(1917\cdot 10^8)=2{,}72\cdot 10^{-5} \text{ см}^{-1}.$$

Кривизна от непродолжительного действия постоянных и длительных нагрузок по формуле (113)

$$\rho_7=M_{вет}/B'_{f3}=M_{вет}/0{,}8B_{f3}=5\,213\,609:(0{,}8\cdot 1917\cdot 10^8)=3{,}4\times$$
$$\times 10^{-5} \text{ см}^{-1},$$

где B'_{f3} определяется по формуле (114).

Полная кривизна по формуле (106)

$$\rho_{tot}=\rho_5-\rho_6+\rho_7=(4{,}166-2{,}72+3{,}4)\,10^{-5}=4{,}846\cdot 10^{-5} \text{ см}^{-1}.$$

Прогиб панели по формуле (117)

$$f=m\rho_{tot}l^2=(1:48)\,4{,}846\cdot 1\cdot 1200^2=1{,}45 \text{ см}.$$

Так как $f=1{,}45<4{,}8$ см, жесткость панели достаточна.

5. КОНСТРУКТИВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ

ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

5.1. При проектировании армоцементных конструкций и изделий для обеспечения условий их экономичного и качественного изготовления, требуемой долговечности совместной работы арматуры и бетона надлежит выполнять конструктивные требования, изложенные в настоящем разделе.

5.2. Конструкции должны приниматься простого очертания, удобные для изготовления с максимальной степенью механизации, например плоские преднапряженные листы, изготовляемые на длинных стендах с последующим приданием этим листам цилиндрической формы, благодаря чему таким конструкциям присуща пространственная работа под нагрузкой. Следует использовать арматуру, закладные детали, выпускаемые в виде товарной продукции по нормалям и ГОСТам. Применяя арматуру для армирования плоских преднапряженных листов в виде товарных бухт высокопрочной проволоки и рулонов сетки, разматываемых на длинных стендах механически, будет достигнуто сокращение трудозатрат на изготовление армоцементных конструкций.

Распалубочную и отпускную прочность бетона следует назначать минимально возможными, а режимы термообработки ускоренными для увеличения оборота стенда и интенсивного использования производственных площадей.

Необходимо стремиться к унификации конструкции покрытий производственных зданий и крыш жилых домов, ограждающих конструкций элементов несъемной опалубки и др., выполнение которых возможно из плоских предварительно напряженных листов. Унификация конструкций необходима также из условия загрузки технологического оборудования, так как разовые конструкции не могут обеспечить загрузки технологического оборудования и вследствие этого создание высокомеханизированного производства таких конструкций не может быть экономически выгодным.

МИНИМАЛЬНЫЕ РАЗМЕРЫ СЕЧЕНИЙ ЭЛЕМЕНТОВ

5.3 (5.2). Минимальные размеры сечений элементов армоцементных конструкций, определяемые из расчета на действующие усилия по предельным состояниям первой и второй групп, должны назначаться с учетом требований к толщине защитного слоя бетона, расположения и анкеровки арматуры, унификации размеров сечений и армирования, а также технологии изготовления конструкций.

5.4. Толщину полок и стенок несущих армоцементных конструкций следует принимать не менее 15 и не более 30 мм. Контурные ребра, ребра жесткости, диафрагмы в случае, если эти элементы конструкции требуются по расчету, могут выполняться толщиной более 30 мм. Утолщения более 40 мм (контурные ребра, ребра жесткости, диафрагмы и т. п.) допускается выполнять без сеток с соблюдением правил конструирования железобетонных конструкций по СНиП 2.03.01—84.

В пределах участка конструкции, где отсутствует сетчатое армирование, требования в части толщины защитного слоя и ширины раскрытия трещин принимаются как для железобетонных конструкций.

5.5. Во избежание повреждений от местных концентраций напряжений при резком изменении направлений граней изделия, например во внутренних углах, рекомендуется предусматривать смягчение очертания в виде уклонов, фазок или закруглений, по возможности небольшой величины (до 30 мм), чтобы не требовалось местное армирование. Во внешних острых углах, во избежание откалывания бетона, следует устраивать скосы или закругления.

5.6. Отверстия в армоцементных элементах для пропуска коммуникаций, строповок и т. п. следует принимать по возможности небольшими и располагать их в пределах ячеек арматурных сеток и каркасов так, чтобы не нужно было перерезать основную арма-

туру и вводить дополнительное местное армирование. Углы отверстий желательно делать плавными.

5.7. При проектировании армоцементных конструкций их очертание следует принимать с учетом устройства и способа формования.

При применении неразъемных форм для возможности извлечения изделия из формы должны предусматриваться уклоны не менее 1 : 10. В случае применения неразъемных форм с использованием выпрессования уклон должен быть не менее 1 : 15.

При немедленной распалубке с обеспечением фиксированного вертикального перемешивания формующего элемента оснастки уклон должен быть не менее 1 : 50.

ЗАЩИТНЫЙ СЛОЙ БЕТОНА

5.8 (5.4). Защитный слой бетона, т. е. слой бетона от поверхности элемента до поверхности арматуры, должен быть достаточным для обеспечения совместной работы арматуры и бетона, защиты арматуры от коррозии на всех стадиях изготовления, монтажа и эксплуатации.

Проектная толщина защитного слоя бетона в армоцементных конструкциях должна быть не менее:

для сетки — 4 мм;

для стержневой и проволочной арматуры при наличии сеток в пределах защитного слоя бетона — 8 мм.

Толщину защитного слоя бетона следует принимать с учетом требований по технологии изготовления конструкций.

5.9. Для армоцементных конструкций без гидроизоляционного покрытия толщина защитного слоя бетона для напрягаемой арматуры в пределах длины зоны передачи напряжений l_p должна приниматься не менее двух диаметров арматуры, но не более 15 мм.

5.10 (5.6). Во всех сборных изгибаемых элементах концы продольных стержней ненапрягаемой арматуры должны отстоять от торца элемента не более чем на 5 мм. Концы напрягаемой арматуры, а также анкеры необходимо защищать слоем мелкозернистого бетона не менее 5 мм.

5.11. При проектировании необходимо предусматривать меры по фиксации проектного положения сеток, стержневой и проволочной арматуры в сечении элемента (установкой прокладок и подкладок, шайб из бетона) применением машинной укладки сетки в процессе изготовления изделия поддержанием арматурного пакета в проектном положении перемещающимся ползунком впереди бетонирующего самоходного агрегата.

При невозможности выполнения этих требований должны применяться оцинкованные арматура и сетки.

АРМИРОВАНИЕ ЭЛЕМЕНТОВ

5.12. В элементах армоцементных конструкций сетки следует располагать на минимальном (в соответствии с п. 5.8) расстоянии от поверхности элементов для восприятия температурно-усадочных напряжений. Для восприятия растяжения, возникающего в зоне самозаанкеривания стержневой и проволочной арматуры, частые сетки рекомендуется располагать на минимальном расстоянии от поверхности этой арматуры.

5.13. В пределах полки или стенки элементов армоцементных конструкций должно располагаться симметрично относительно срединной поверхности не менее двух сеток.

Изгибаемые элементы прямоугольного сечения допускается армировать в растянутой зоне одной или несколькими сетками. Армоцементные элементы с конструктивным армированием допускается армировать одной сеткой, расположенной в их срединной поверхности.

Армоцементные элементы армировать в количестве более четырех сеток на 1 см толщины не допускается.

5.14. Отдельные стержни ненапрягаемой или напрягаемой арматуры в стенках и полках элементов армоцементных конструкций должны располагаться, как правило, равномерно по сечению, предусматривая установку большого количества стержней меньшего диаметра при минимальном расстоянии между ними.

Арматуру следует предусматривать так, чтобы при том же расходе металла количество классов и диаметров арматуры было минимально. Арматура должна допускать укладку ее в форму в соответствии с принятой технологией: готовыми пакетами до укладки бетона; готовыми пакетами в свежеуложенный бетон; отдельными сетками в свежеуложенный бетон; отдельными сетками в процессе укладки бетона.

5.15 (5.11). Отверстия в армоцементных конструкциях следует окаймлять дополнительной арматурой, сечение которой должно быть не менее сечения рабочей арматуры, расположенной в пределах отверстия, требуемой по расчету плиты как сплошной. При конструктивном армировании плиты и небольших размерах отверстий край плиты армируется исходя из конструктивных требований.

При наличии сосредоточенных нагрузок по краям плиты армирование и утолщение должны выполняться по расчету.

5.16 (5.12). Арматурные сетки в армоцементных конструкциях должны быть заведены за линию пересечения срединных плоскостей стенки и полки на длину не менее утроенной ширины ячейки сетки и не менее 30 мм.

ОСОБЕННОСТИ АРМИРОВАНИЯ ВНЕЦЕНТРЕННО СЖАТЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

5.17 (5.13). Коэффициент сетчатого армирования внецентренно сжатых элементов в направлении действия усилия сжатия должен, как правило, составлять не более 1,5 %.

5.18 (5.14). Стержневую и проволочную арматуру во внецентренно сжатых элементах следует предусматривать диаметром не более 1/2 толщины полки или стенки и не более 8 мм.

В перегибе сеток рекомендуется устанавливать стержни.

5.19. Сетки в сжатых элементах должны располагаться в крайнем возможном положении относительно центра тяжести сечения, чтобы повысить жесткость элемента против выпучивания.

ОСОБЕННОСТИ АРМИРОВАНИЯ ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

5.20 (5.16). В изгибаемых элементах таврового, двутаврового сечений (или приводимого к ним сечения) с полкой в растянутой зоне продольная стержневая или проволочная арматура должна располагаться в растянутой зоне сечения симметрично относительно вертикальной оси элемента.

5.21 (5.17). Поперечное армирование элементов, как правило, выполняется сетками с квадратной ячейкой.

5.22. Анкеровка поперечной арматуры в полках изгибаемых элементов должна выполняться согласно требованиям п. 5.16 настоящих норм.

5.23 (5.19). Армирование цилиндрических, складчатых и коробчатых элементов следует предусматривать неразрезными сетками с их перегибом по линии примыкания граней.

5.24 (5.20). Диаметр стержневой и проволочной арматуры изгибаемых элементов должен предусматриваться с учетом возможности расположения арматуры в тонкостенном сечении или в утолщениях.

Стержневую и проволочную арматуру диаметром 8 мм и более, а также канаты диаметром более 6 мм допускается предусматривать только в ребрах элемента.

МИНИМАЛЬНОЕ РАССТОЯНИЕ МЕЖДУ СТЕРЖНЯМИ АРМАТУРЫ

5.25 (5.21). Расстояние между напрягаемой арматурой должно быть не менее $3d_s$, где d_s — диаметр стержня (каната).

5.26 (5.22). Расстояние между отдельными стержнями арматурных сеток, выполняющих также роль фиксатора проектного положения сетчатого армирования, следует назначать не более 15 см.

АНКЕРОВКА НЕНАПРЯГАЕМОЙ АРМАТУРЫ

5.27. Армоцементные конструкции должны проектироваться с арматурой, имеющей сцепление с бетоном по всей длине элемента. В случае необходимости, например для сокращения зоны анкеровки, допускается устройство анкеров. Применение конструкций, в которых арматура не имеет сцепления с бетоном, допускается при обосновании в установленном порядке.

5.28. На свободных опорах плоских изгибаемых элементов для обеспечения анкеровки сеток, доходящих до опоры, должны выполняться следующие требования (рис. 39):

длина опорного участка плиты l_{sup} должна быть не менее $3t$ и не менее 40 мм;

длина запуска арматуры за грань опоры $l_{sup,s}$ должна быть не менее $20d_m$ для сварных сеток и 30 d_m для тканых сеток, при комбинированном армировании $15d_s$, для плетеных сеток $50d_m$.

Участки сетки, заходящей за грань свободной опоры, должны иметь не менее двух поперечных анкерующих стержней.

5.29. Продольные стержни растянутой и сжатой арматуры должны быть заведены за нормальное к оси элемента сечение, в котором эти стержни учитываются с полным расчетным сопротивлением, на длину не менее l_p, определяемую в соответствии с п. 2.26.

5.30. При невозможности выполнения требования п. 5.29 настоящего Пособия необходимо предусмотреть меры по анкеровке продольных стержней для обеспечения их работы с полным расчетным сопротивлением в рассматриваемом сечении:

Рис. 39. Схема свободного опирания армоцементных плоских изгибаемых элементов

Рис. 40. Приварка к концам стержней анкерующих пластин или закладных деталей

1 — пластина (рифленая в местах контактной сварки), *2* — рабочие стержни ненапрягаемой арматуры; *3* — место точечной электросварки; *4* — сетки

а) приварка к концам стержней анкерующих пластин или закладных деталей (рис. 40);

б) отгиб анкерных стержней по дуге окружности диаметром $10d$, при этом длина прямого участка у начала зоны анкеровки должна быть не менее $5d$, а на отогнутом участке стержня должна быть уложена дополнительная сетка.

5.31 (5.27). Продольные растянутые сетки должны быть заведены за нормальное к оси элемента сечение, в котором они необходимы по расчету, на длину не менее 20 d_m для сварных сеток и не менее 30 d_m для тканых сеток.

СТЫКИ СЕТЧАТОЙ И СТЕРЖНЕВОЙ АРМАТУРЫ

5.32 (5.28). Стыки сеток допускается осуществлять внахлестку, причем стыки в растянутой зоне изгибаемых или внецентренно сжатых элементов рекомендуется располагать в местах неполного использования сечения арматуры.

5.33. Стыки растянутых сеток в рабочем направлении, выполняемые внахлестку, должны иметь длину перепуска (нахлестки) в

Рис. 41. Стыки сеток, выполняемые внахлестку

а — стыки растянутых тканых сеток в рабочем направлении; *б* — то же, конструктивные стыки; *в* — стыки растянутых сварных сеток в рабочем направлении; *г* — то же, конструктивные стыки

тканых сетках не менее 100 мм, в сварных — не менее 60 мм, а стыки не растянутых сеток — соответственно 50 и 30 мм (рис. 41). Стыки растянутых сеток элемента должны располагаться вразбежку. Сечение стыкованных сеток в одном месте или по длине нахлестки должно составлять не более 50 % общего сечения растянутых сеток.

В местах соединения сеток в рабочем направлении в каждой из стыкуемых сеток по длине нахлестки должно располагаться: для сварных сеток — не менее четырех поперечных проволок, приваренных ко всем продольным стержням сетки, а для тканых сеток — не менее шести поперечных проволок.

5.34 (5.30). Стыкование внахлестку стержневой и проволочной арматуры, которая используется с полным расчетным сопротивлением, в тонкостенных армоцементных элементах не допускается.

5.35 (5.31). Во внецентренно сжатых элементах сетки рекомендуется соединять в поперечном направлении между собой скрутками, сжимами или другими способами.

ЗАКЛАДНЫЕ ДЕТАЛИ

5.36. Закладные детали следует изготовлять из рифленых штампованных пластин толщиной не менее 5 мм с приваркой их контактной электросваркой к арматурным изделиям, а также анкерным стержням диаметром 3—6 мм (рис. 40).

5.37 (5.33). Стальные закладные детали должны быть защищены от коррозии в соответствии с требованиями СНиП 2.03.01—84.

СТЫКИ СБОРНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

5.38. Конструкция стыков сборных элементов, работающих на изгиб, внецентренное сжатие или растяжение, должна обеспечивать восприятие расчетных усилий с учетом возможных монтажных эксцентриситетов.

В случаях когда передача усилий в стыках осуществляется через закладные детали, анкерные стержни закладных деталей должны быть равнопрочными с прерываемой в стыке стержневой и проволочной арматурой и сетками соединяемых элементов.

Стыки сборных элементов рекомендуется предусматривать одним из следующих способов:

а) установкой диафрагм между торцами элементов и сваркой стальных закладных деталей накладными пластинками, пропускаемыми через отверстия в диафрагмах, с последующим замоноличиванием стыка;

б) устройством контурных ребер, контактной сваркой выпусков стержневой и проволочной арматуры и дуговой сваркой закладных

Рис. 42. Стыки складчатых сборных армоцементных конструкций, работающих на внецентренное сжатие и поперечную силу

а — стык, выполняемый с контурной диафрагмой, сваркой стальных деталей и выпусков арматуры с последующим замоноличиванием; *б* — стык, выполняемый с натяжением арматуры; *1* — складчатый элемент; *2* — диафрагма; *3* — стальные накладные пластины; *4* — закладные детали; *5* — контурная диафрагма; *6* — выпуски арматуры; *7* — бетон замоноличивания; *8* — стыковая напрягаемая арматура; *9* — продольная напрягаемая арматура; *10* — сварной шов; *11* — анкер на стыковом стержне; *12* — анкерная колодка

деталей, стыкуемых элементов и ребер (рис. 42) с последующим замоноличиванием стыка;

в) соединением элементов с помощью предварительно напряженных стержней (рис. 42) с замоноличиванием шва для предварительно напряженных конструкций, а также стыкуемых насухо или с промазкой торцов стыкуемых элементов эпоксидным компаундом;

г) применением сквозной стержневой и проволочной арматуры, в том числе напрягаемой, в сборно-монолитных конструкциях.

5.39 (5.35). Замоноличивание стыков сборных элементов следует выполнять, как правило, путем заполнения шва между элементами мелкозернистым бетоном, причем ширина шва должна быть не более 1,5t и не менее 0,5 см. Допускается применение полимербетонов для замоноличивания швов шириной менее 1 см.

ДОПОЛНИТЕЛЬНЫЕ УКАЗАНИЯ ПО КОНСТРУИРОВАНИЮ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

5.40 (5.36). В предварительно напряженных элементах сетчатое армирование в пределах обжатой зоны должно быть минимальным, но не менее двух сеток. Сетки должны располагаться симметрично относительно напрягаемой арматуры.

5.41. У конца предварительно напряженных элементов в пре-

Рис. 43. Схема анкеровки напрягаемой арматуры

а — напрягаемая арматура, заанкеренная на упорах формы; *б* — элемент после отпуска предварительного напряжения арматуры; *1* — высаженная головка на конце проволоки; *2* — анкерная шайба с прорезью; *3* — проволока; *4* — промежуточная высаженная головка; *5* — неподвижный анкерный упор; *6* — предварительно напряженный элемент; *7* — основные сетки; *8* — дополнительные сетки

делах зоны анкеровки напрягаемой арматуры на участке длиной не менее 50 d_s (где d_s — наибольший диаметр напрягаемой арматуры) вне зависимости от способа анкеровки следует устанавливать не менее двух дополнительных сеток симметрично относительно этой арматуры (см. п. 5.12).

5.42. Анкеровка напрягаемой арматуры должна осуществляться с помощью специальных анкерных шайб и высаженных головок стержневой и проволочной арматуры (рис. 43). Допускается не применять анкерные устройства на концах напрягаемых стержневой и проволочной арматуры периодического профиля, если класс бетона и передаточная прочность бетона более значений, установленных в табл. 8 СНиП 2.03.03—85 и толщина защитного слоя бетона напрягаемой арматуры соответствует требованиям п. 5.8—5.9 настоящего Пособия.

ТРЕБОВАНИЯ, УКАЗЫВАЕМЫЕ НА РАБОЧИХ ЧЕРТЕЖАХ АРМОЦЕМЕНТНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Общие требования

5.43. В рабочих чертежах армоцементных конструкций или в пояснительной записке к ним должны быть указаны следующие требования:

а) класс бетона по прочности на сжатие и в случаях, предусмотренных в п. 2.6 марки бетона по морозостойкости и водонепроницаемости;

б) вид арматуры (сетка стержневая и проволочная) и ее профиль, класс арматуры, а в необходимых случаях (например, для конструкций, работающих при низких температурах) и марки стали, номер ГОСТа, а при его отсутствии номер технических условий на данный вид арматуры, методы изготовления арматурного каркаса, порядок его сборки, расход материалов;

в) мероприятия по антикоррозионной защите;

г) толщина защитного слоя бетона для рабочей арматуры, а также необходимость применения соответствующих методов фиксации, обеспечивающей проектное положение арматуры;

д) расчетные схемы, нагрузки, расчетные усилия в основных сечениях, в том числе от постоянных и длительных нагрузок.

Дополнительные требования, указываемые на рабочих чертежах элементов сборных армоцементных изделий.

5.44. В рабочих чертежах элементов сборных конструкций или в пояснительной записке к ним кроме данных, перечисленных в п. 5.43, должны быть указаны:

а) наименьшие размеры опорных участков;

б) степень (качество) отделки поверхности (при необходимости);

в) места для захвата при снятии с форм, подъеме и монтаже, место их опирания при транспортировании и складировании;

г) требования о нанесении заводом-изготовителем меток (рисок) для обеспечения качественной укрупнительной сборки, а для элементов с трудноразличимым верхом или торцами требование о нанесении заводом-изготовителем маркировки (надписи), обеспечивающей правильность положения таких элементов при их подъеме, транспортировании и укладке;

д) для элементов, образцы которых согласно требованиям нормативных документов испытываются загружением, должны указываться схемы испытания, величины нагрузок, прогибов и других контролируемых величин;

е) величина отпускной прочности бетона для предусмотренных условий монтажа и загружения;

ж) масса сборного элемента.

ТРЕБОВАНИЯ К ОФОРМЛЕНИЮ РАБОЧИХ ЧЕРТЕЖЕЙ

5.45. Система оформления рабочих чертежей армоцементных конструкций должна обеспечивать удобство пользования чертежами на каждом технологическом переделе производства как в случае возведения монолитных армоцементных конструкций, так и в случае заводского изготовления и монтажа армоцементных изделий.

Рабочие чертежи следует оформлять на определенных исполнителей и службы. Должна быть обеспечена возможность передачи отдельных листов рабочих чертежей на технологические переделки без доработки, перечерчивания или составления дополнительных эскизов.

5.46. Рабочие чертежи армоцементных конструкций должны быть удобны для пользования. Рекомендуется оформление их в виде альбомов небольшого размера.

Целесообразно разделение альбомов рабочих чертежей на две части: 1 — общие виды конструкции, узлы, монтажные схемы армирования; 2 — рабочие чертежи арматурных элементов и закладных деталей.

Рабочие чертежи сложных арматурных изделий рекомендуется оформлять в виде ряда деталировочных чертежей, каждый из которых предназначен для выполнения определенных операций.

5.47. В рабочих чертежах армоцементных изделий массового производства рекомендуется предусматривать варианты отдельных конструктивных решений, учитывающих различные особенности технологии, в частности конструктивные решения арматурных элементов и закладных деталей. Должны быть даны указания, позволяющие производить замену отсутствующих видов арматуры, употребляемой в проекте без существенного ее перерасхода.

ПРИЛОЖЕНИЕ 1

Рекомендуемый сортамент тканых и сварных проволочных сеток для армоцементных конструкций

Вид сеток	№ сетки	Номинальный диаметр проволоки сеток, мм	Размер ячейки в свету, мм	Площадь сечения одной проволоки, см²	Количество проволок на 1 м ширины сетки, шт.	Масса 1 м² сетки, кг	Коэффициент сетчатого армирования при одном слое на 1 см толщины сечения элемента
Тканые сетки по ГОСТ 3826—82 *	6	0,7	6×6	0,00385	149	0,9	0,0058
	7	0,7 1,1	7×7 7×7	0,00385 0,00951	130 124	0,8 1,9	0,005 0,0119
	8	0,7 1,2	8×8 8×8	0,00385 0,01131	115 109	0,7 2,1	0,0044 0,0123
	9	1	9×9	0,0785	100	1,3	0,0078
	10	1	10×10	0,00785	91	1,2	0,0071
	12	1,2	12×12	0,01131	76	1,4	0,0086

ПРИЛОЖЕНИЕ 2

Пример расчета армоцементной предварительно напряженной складки

Дано. Армоцементная предварительно напряженная складка имеет следующие размеры сечения: ширина 2 м, высота 1,2 м (рисунок). Пролет складки 18 м. Эксплуатируют конструкцию в отапливаемом помещении с относительной влажностью выше 40 %. Конструкция отвечает требованиям II категории трещиностойкости. На 1 м складки шириной 2 м действуют следующие нагрузки в кН·м: нормативные:

постоянная $g_n = 2{,}3 \cdot 2 = 4{,}6$ кН·м;
временная (кратковременная) $P_n = 1 \cdot 2 = 2$ кН·м;
полная $q_n = g_n + P_n = 4{,}6 + 2 = 6{,}6$ кН·м;

расчетные:

постоянная $g = 2{,}65 \cdot 2 = 5{,}3$ кН·м;
временная $P = 1{,}4 \cdot 2 = 2{,}8$ кН·м;
полная $q = 5{,}3 + 2{,}8 = 8{,}1$ кН·м.

Расчетная схема для расчета складки принимается как для балки на двух опорах, загруженной равномерно распределенной нагрузкой.

1. Расчетный изгибающий момент в середине пролета от полной нагрузки

$$M = ql^2/8 = 8{,}1 \cdot 18^2 : 8 = 328 \text{ кН·м}.$$

2. Изгибающий момент от полной нормативной нагрузки (для расчета прогибов и трещиностойкости)

$$M_n = q_n l^2/8 = 6{,}6 \cdot 18^2 : 8 = 267{,}3 \text{ кН·м}.$$

3. Изгибающий момент от нормативной постоянно действующей нагрузки $M_{ng} = 4{,}6 \cdot 18^2/8 = 186{,}3$ кН·м.

4. Момент от собственной массы конструкции $M^{cb}{}_n = 2{,}7 \cdot 18^2/8 = 109$ кН·м.

5. Момент от нормативной постоянной и длительной (30 % снеговой) нагрузки

$$M_n = (4{,}6 + 0{,}3)2 \cdot 18^2/2 = 210{,}6 \text{ кН·м}.$$

6. Момент от нормативной кратковременной нагрузки $M_n = 2 \cdot 18^2/8 = 81$ кН·м.

7. Максимальная поперечная сила на опоре от расчетной нагрузки

$$Q = ql/2 = 8{,}1 \cdot 18 : 2 = 72{,}1 \text{ кН}.$$

8. То же от нормативной нагрузки $Q_n = 6{,}6 \cdot 18/2 = 59{,}4$ кН.

Рис. 44. Сечения армоцементной складки покрытия пролетом 18 м с предварительно напряженной арматурой

а — поперечное сечение складки; *б* — расчетное сечение; *1* — тканая сетка № 10—1 по ГОСТ 3826—82*; *2* — сварная сетка из проволоки Ø 5Вр-I; *3* — напрягаемая арматура Ø 6Вр-II

Расчетные данные для подбора сечения

Принимаем, что складка изготовлена из тяжелого мелкозернистого бетона по прочности на сжатие класса В40 группы А, подвергнутого тепловой обработке. Марка по морозостойкости F 100.

Прочностные характеристики бетона: модуль упругости $E_b = 24\,500$ МПа; $R_b = 20$ МПа; $R_{bt} = 1{,}25$ МПа для предельных состояний первой группы при $\gamma_{b2} = 0{,}9$ (см. табл. 7); $R_{b,ser} = 29$ МПа; $R_{bt,ser} = 2{,}1$ МПа для расчетных предельных состояний второй группы (см. табл. 6).

Для напрягаемой арматуры 12 ∅ 6 Вр-II, расположенной в нижней полке: $R_s = 980$ МПа для предельных состояний первой группы; $R_{s,ser} = 1175$ МПа для предельных состояний второй группы.

Площадь напрягаемой арматуры 12 ∅ 6 Вр-II $A_p = 340$ мм².

Для арматуры из сварных сеток в стенках из проволоки ∅ 3 Вр-I по ГОСТ 6727—80* $A_s = 71$ мм², $R_s = 375$ МПа, $R_{sw} = 270$ МПа, $E_s = 170\,000$ МПа.

Для тканых сеток № 10-1 по ГОСТ 3826—82 * (табл. 11) $R_m = 245$ МПа, $E_m = 150\,000$ МПа, $R_{mw} = 206$ МПа.

Нижняя растянутая полка армируется предварительно напряженными стержнями 12 ∅ 6 Вр-II ($A_s = 340$ мм²) и двумя ткаными сетками № 10-1.

Стенки армируются одним слоем сетки из проволоки ∅ 3 Вр-I с шагом 100 мм, $A_{sw} = 71$ мм² и двумя слоями тканой сетки № 10-1.

Верхняя полка содержит один слой сетки из проволоки ∅ 3 Вр-I с шагом 100 мм, $A'_s = 28$ мм² и два слоя тканой сетки № 10-1.

Расчет по предельным состояниям первой группы

Расчет по прочности сечений, нормальных к продольной оси элемента. Для расчета приводим сечение элемента к двутавровому. Приведенная толщина стенки двутаврового сечения

$$t_{w1} = t_w n / \sin\beta = 30 : (0{,}8042 \cdot 2) = 74{,}6 \text{ мм},$$

где t_w — толщина стенки, мм; n — число наклонных стенок; β — угол наклона стенки к горизонтали, град.

Коэффициент армирования верхней сжатой полки:

сварной сеткой из 4 проволок ∅ 3 Вр-I $A'_s = 28$ мм²:

$$\mu_s = A'_s / (b'_f t'_f) = 28 : (300 \cdot 50) = 0{,}0019;$$

двумя слоями тканой сетки № 10-1

$$\mu'_m = 2A'_m / t'_f = 2 \cdot 0{,}071 : 50 = 0{,}00284;$$

стенки толщиной 30 мм — двумя слоями тканой сетки № 10-1:

$$\mu_{mw}=2A_m/t_w=2\cdot 0{,}071:30=0{,}0047;$$

сеткой из проволоки ∅ 3 Вр-I с шагом 100 мм $A_{sw}=71$ мм²:

$$\mu_{sw}=A_{sw}/(t_w h_w)=71:(30\cdot 1000)=0{,}00284;$$

нижней растянутой полки — двумя слоями тканой сетки № 10-1:

$$\mu_{mf}=2A_m/t_f=2\cdot 0{,}071:50=0{,}00284;$$

предварительно напряженной арматурой

$$\mu_{sf}=A_s/(b_f t_f)=340:(300\cdot 50)=0{,}0227.$$

Приведенные коэффициенты армирования:
сжатой верхней полки

$$\mu'_{mf}=\mu'_m+\mu_s R_s/R_m=0{,}0029+0{,}0019\cdot 375:245=0{,}0057;$$

стенки

$$\mu_{mwt}=\mu_{sw}R_s/R_m+\mu_{mw}=0{,}0047+0{,}0024\cdot 375:245=0{,}0084;$$

нижней растянутой полки

$$\mu_{mf1}=\mu_{mf}+\mu_{sf}R_s/R_m=0{,}00284+0{,}0227\cdot 980:245=0{,}0936.$$

Расчет по прочности сечений, нормальных к оси элемента

Граничное значение относительной высоты сжатой зоны бетона $\xi=x/h$ определяется из условия равновесия и граничного значения относительной высоты сжатой зоны, определяемого по формуле (8):

$$\xi_R=\omega/[1+\sigma_s(1-\omega/1{,}1)/\sigma_{sc,u}]=0{,}54:[1+790{,}6(1-0{,}54:1{,}1):$$
$$:500]=0{,}306,$$

где ω — характеристика сжатой зоны бетона для армоцементных конструкций группы А определяется по формуле (9)

$$R_b=20\ \text{МПа};\quad \omega=0{,}7-0{,}008R_b=0{,}7-0{,}008\cdot 20=0{,}54;$$

σ_s — напряжение в предварительно напряженной арматуре Вр-II с учетом первых и вторых потерь. $\sigma_s=\sigma_{sp2}=790{,}6$ МПа.
$\sigma_{sc,u}=500$ МПа в соответствии с п. 3.12 СНиП 2.03.01—84.

Находим границу сжатой зоны бетона для двутаврового сечения из условия (15):

$$R_{c1}A_{fc}>R_m\mu_{mf1}A_f+R_m\mu_{mw1}A_{wt},$$

где

$$R_{c1}=R_b+R_{mc}\mu_{mf1};$$
$$A_{cf}=b'_f t'_f;\ A_{cw}=(x-t'_f)t_w;$$
$$A_{f1}=b_f t_f;\ A_{wt}=(h-x-t_f)t_w;$$
$$A_w=h_w t_w;\ R_{cw1}=R_b+R_{mc}\mu_{mw1}.$$

После подстановки полученных величин в формулу (15) получаем $(20+245\cdot0{,}0057)300\cdot50 < 245\cdot0{,}0936\cdot300\cdot50+245\cdot0{,}0084\cdot1100\times$ $\times74{,}6$, 320,9 кН$<$512,8 кН. Это значит, что граница сжатой зоны находится в ребре. В этом случае высота сжатой зоны бетона x находится из условия (18)

$$R_{cf1}A_{fc}+R_{cw1}A_{cw}=R_m\mu_{mf1}A_t+R_m\mu_{mw1}A_{mwt}.$$

После подстановки значение x равно:

$$(20+0{,}0057\cdot245)300\cdot50+(20+245\cdot0{,}0084)(x-50)74{,}6=$$
$$=245\cdot0{,}0936\cdot300\cdot50+245\cdot0{,}0084(1200-x-50)74{,}6;\quad x=157\ \text{мм}.$$

Определяем условие $\xi=x/h=157/1200=0{,}131<\xi_R=0{,}306$.

Находим по формуле (21) сумму моментов внутренних сил, вычисленных относительно центра тяжести растянутой полки:

$$M=(20+245\cdot0{,}0057)300\cdot50[1200-(50+50)/2]+$$
$$+(20+245\cdot0{,}0084)(157-50)74{,}6[1200-(157-50)/2]-$$
$$-245\cdot0{,}0084(1200-157-50)50=552\cdot10^4=552\ \text{кН}\cdot\text{м}.$$

Так как 552 кН·м $>$320,9 кН·м, следовательно, прочность нормального сечения обеспечена.

Расчет по прочности сечений, наклонных к продольной оси элементов

Проверяем условие, обеспечивающее прочность по сжатому бетону между наклонными трещинами по формуле (57):

$$Q<0{,}3\varphi_{w1}\varphi_{b1}R_bbh_{w1},$$

где $\varphi_{w1}=1+5E_m/E_b\mu_{mw1}=1+5\cdot150\,000/245\,000\cdot0{,}0084=1{,}025$;

$$\gamma_b=1-0{,}01R_b=1-0{,}01\cdot20=0{,}8.$$

После подстановки получаем: $Q=72{,}1$ кН $<0{,}3\cdot1{,}025\cdot20\times$ $\times74{,}6\cdot1100=505\,000$ Н.

Следовательно, прочность по сжатому бетону между наклонными трещинами обеспечена.

Расчет по прочности на поперечную силу выполняем по условию (60):

$$Q\leqslant Q_m+Q_b,$$

где Q — поперечная сила, определяемая внешней нагрузкой по одну сторону от рассматриваемого наклонного сечения, т. е. на расстоянии от опоры 112,5 см, равная 63,08 кН.

Поперечная сила, воспринимаемая поперечными проволоками сетки по формуле (61), равна:

$$Q_m=q_{mw}a_q,$$

где a_q — проекция наклонной трещины под углом 45°.

$$a_q=1200-50=1150\ \text{мм}=1{,}15\ \text{м};$$

μ_{mwt} — коэффициент приведенного армирования стенки при расчете на поперечную силу, равный

$$\mu_{mwt}=\mu'_m+\mu_{swt}R_{sw}/R_m=0{,}0047+0{,}00284\cdot 270:206=0{,}0084,$$
$$q_{mw}=R_{mw}\mu_{mwt}t_w/\sin(90^\circ-\beta)=206\cdot 0{,}0084\cdot 74{,}6:0{,}8042=$$
$$=160{,}5\ \text{Н}\cdot\text{мм},$$

где β — угол наклона к вертикальной оси элемента.

Поперечная сила, воспринимаемая поперечными проволоками сетки, равна:

$$Q_m=160{,}5\cdot 1150=184\,595\ \text{Н}=184{,}6\ \text{кН}.$$

Поперечная сила, воспринимаемая бетоном сжатой зоны в наклонном сечении, определяемая по формуле (64),

$$Q_b=0{,}75R_{bt}t_wh^2_w/a_q=0{,}75\cdot 1{,}25\cdot 74{,}6\cdot 1100^2:1150=73{,}5\ \text{кН}.$$
$$Q=63{,}8\ \text{кН}<184{,}6+73{,}5=258{,}1\ \text{кН}.$$

Следовательно, прочность сечения по наклонной трещине на действие поперечной силы обеспечена.

Расчет по предельным состояниям второй группы

Расчет по образованию трещин, нормальных к продольной оси элемента.

Для определения пластического момента сопротивления приведенного сечения вычисляем коэффициенты:

приведенного армирования с учетом модулей упругости сетки и бетона

$$\alpha=E_m/E_b=150\,000:24\,500=6{,}12;$$

стержневой арматуры и сетки для верхней полки и стенки $E_s/E_m=170\,000/150\,000=1{,}13$;

для нижней растянутой полки $E_p/E_m=200\,000/150\,000=1{,}33$.

Приведенные коэффициенты армирования

$$\mu'_{mf(E)}=\mu'_m+\mu_sE_s/E_m=0{,}0019\cdot 1{,}13+0{,}00284=0{,}005;$$
$$\mu_{mf1(E)}=\mu_{mf}+\mu_sE_s/E_m=0{,}00284+0{,}0227\cdot 1{,}33=0{,}0331;$$
$$\mu_{mw1(E)}=\mu_{mw1}+\mu_sE_s/E_m=0{,}0047+0{,}0024\cdot 1{,}13=0{,}0074.$$

Приведенная площадь сечения

$$A_b=b'_ft'_f(1+\alpha\mu'_{mf(E)})+t_wh_w(1+\alpha\mu_{mw1(E)})+b_ft_f(1+\alpha\mu_{mf1(E)})=$$
$$=300\cdot 50(1+6{,}12\cdot 0{,}005)+74{,}6\cdot 1100(1+6{,}12\cdot 0{,}0074)+300\times$$
$$\times 500(1+6{,}12\cdot 0{,}033)=119\,160\ \text{мм}^2.$$

Статический момент приведенной площади сечения относительно нижней грани

$$S_b=b'_ft'_f(1+\alpha\mu'_{mf(E)})(h-t'_f/2)+t_wh_w(1+\mu_{mw(E)})(h-t'_f-h_w/2)+$$
$$+b_ft_f(1+\alpha\mu_{mf1(E)})t_f/2=300\cdot 50(1+6{,}12\cdot 0{,}005)(1200-50:2)+$$
$$+74{,}6\cdot 1100(1+6{,}12\cdot 0{,}0074)(1200-1100-50)+300\cdot 50(1+6{,}12\times$$
$$\times 0{,}0033)50:2=7{,}07\cdot 10^7\ \text{мм}^3.$$

Расстояние от центра масс до нижней грани

$$y_c = S_b/A_b = 7{,}07 \cdot 10^7 : 119\,160 = 588 \text{ мм}.$$

Момент инерции сечения относительно центра массы приведенного сечения

$$I_1 = \left[\frac{b'_f (t'_f)^3}{12} + b'_f t'_f (h - y_c - t'_f/2)^2\right](1 + \alpha\mu'_{mf(E)}) +$$

$$+ \left[\frac{t_w h_w^3}{12} + t_w h_w (0{,}5 h_w + t_f - y_c)^2\right](1 + \alpha\mu_{mw1(E)}) +$$

$$+ \left[\frac{b_f t_f^3}{12} + b_f t_f (y_c - t_f/2)^2\right](1 + \alpha\mu_{mf1(E)}) =$$

$$= [300 \cdot 50^3 : 12 + 300 \cdot 50 (1200 - 588 - 50 : 2)^2](1 + 6{,}12 \cdot 0{,}0057) +$$

$$+ [74{,}6 \cdot 1100^3 : 12 + 1100 \cdot 74{,}6 (0{,}5 \cdot 1100 + (50 - 588)^2](1 + 6{,}12 \times$$

$$\times 0{,}0074) + [300 \cdot 50^3 : 12 + 300 \cdot 50 (588 - 50 : 2)^2](1 + 6{,}12 \cdot 0{,}0033) =$$

$$= 1{,}916 \cdot 10^9 \text{ мм}^4.$$

В соответствии со СНиП 2.03.01—84 предварительное напряжение в арматуре назначаем из условия

$$\sigma_{sp} + P \leqslant R_{s,\,ser},$$

где

$$P = 0{,}05\sigma_{sp},$$

$$\sigma_{sp} = R_{s,\,ser}/1{,}05 = 1175 : 1{,}05 = 1119 \text{ МПа}.$$

В соответствии с п. 1.38:

потери предварительного напряжения, возникающие от релаксации напряжений стали

$$\sigma_1 = (0{,}22\sigma_{sp}/R_{s,\,ser} - 0{,}1)\sigma_{sp} = (0{,}22 \cdot 1119 : 1175 - 0{,}1)1119 =$$
$$= 123 \text{ МПа},$$

потери от температурного перепада при $\Delta t = 65°$

$$\sigma_2 = 1{,}25\Delta t = 1{,}25 \cdot 65 = 81{,}2 \text{ МПа};$$

потери от деформации анкеров при расстоянии между упорами 20 м

$$\sigma_5 = \Delta l E_s / l = 2 \cdot 20 \cdot 10^4 : 20\,000 = 20 \text{ МПа}.$$

и потери от быстронатекающей ползучести бетона, подвергнутого тепловой обработке,

$\sigma_6 = 40\sigma_{bp}/0{,}85R_{bp}$ — коэффициент для бетона, подвергнутого тепловой обработке.

Принимаем значение R_{bp} при 70 %-ной прочности $R_{bp} = 0{,}8 \cdot 40 = 28$ МПа, при $\alpha = 0{,}25 + 0{,}025R_{br} = 0{,}95$.

Предварительное напряжение на уровне центра тяжести арматуры определяется с учетом первых потерь $\sigma_1+\sigma_2+\sigma_3=123+81+20=224$ МПа; $\sigma_{sp}-(\sigma_1+\sigma_2+\sigma_3)=1119-224=895$ МПа.

Усилие обжатия P за вычетом потерь по формуле (1) равно:

$$P=\gamma_{sp}A_{sp}[\sigma_{sp}-(\sigma_1+\sigma_2+\sigma_3)]=1\cdot340\cdot895=306\,000 \text{ Н.}$$

$$e_{cp}=y_c-a_p=588-25=563 \text{ мм.}$$

Напряжения в бетоне от преднапряжения равны:

$$\sigma_{bp}=P/A_b+P_1e_{cp}/I_1=306\,000:(1{,}916\cdot10^2)+303\,000\cdot563:$$
$$:(1{,}916\cdot10^9)=7.5 \text{ МПа.}$$

Суммарная величина первых потерь $\sigma_1+\sigma_2+\sigma_3+\sigma_6=123+81+20+8=232$ МПа. Преднапряжение с учетом первых потерь $\sigma_{sp1}=1119-232=887$ МПа Усилие обжатия P_1 с учетом первых потерь

$$P_1=\gamma_{sp}A_{sp}[\sigma_{sp}-(\sigma_1+\sigma_2+\sigma_3)]=1\cdot340(1119-232)=301{,}6 \text{ кН.}$$

Вторые потери по табл. 3 равны:

от усадки мелкозернистого бетона $\sigma_8=52$ МПа;

от ползучести мелкозернистого бетона при $\alpha=0{,}85$

$$\sigma_9=150\cdot1{,}3\sigma_{bp}\alpha/R_{bp}=150\cdot1{,}3\cdot7{,}5\cdot28:0{,}85=44{,}4 \text{ МПа;}$$

при $\sigma_{bp}/R_{bp}=7{,}5/28=0{,}26<0{,}75$.

Вторые потери, вычисленные по табл. 3, равны:

$$\sigma_8+\sigma_9=52+44{,}4=96{,}4 \text{ МПа.}$$

Напряжения σ_{sp2} с учетом всех потерь равны:

$$\sigma_{sp2}=\sigma_{sp}-232-(\sigma_8+\sigma_9)=1119-232-96{,}4=790{,}6 \text{ МПа.}$$

Усилие предварительного обжатия с учетом всех потерь при $\gamma_{sn}=1$ равно:

$$P_2=\gamma_{sh}A_{sp}\sigma_{sp2}=1\cdot340\cdot790{,}6\cdot10^4=268{,}8 \text{ кН.}$$

Расчет по образованию трещин, нормальных к продольной оси складки

Момент сопротивления для растянутой грани приведенного сечения от внешней нагрузки и от предварительного обжатия соответственно равен:

$$W_f=I_1/y_c=1{,}916\cdot10^{10}:588=32\,584\cdot10^3 \text{ мм}^3;$$
$$W'_f=I_1/(h-y_c)=1{,}916\cdot10^{10}:(1200-588)=31\,307\cdot10^3 \text{ мм}^3.$$

Расстояние от центра масс приведенного сечения до верхних и нижних ядровых точек

$$r=\varphi W_f/A_b;$$
$$r'=0{,}7W_f/A_b=0{,}7\cdot 32\,584\cdot 10^3:(1191\cdot 10^2)=19{,}1 \text{ мм};$$
$$r_f=0{,}7W'_f/A_b=0{,}7\cdot 31\,307\cdot 10^3:(1191\cdot 10^2)=18{,}4 \text{ мм},$$

где $\varphi=1{,}6-\sigma_b/R_{b,\,ser}=1{,}6-30:29=0{,}5$, принимаем $\varphi=0{,}7$.

Максимальное напряжение в сжатом бетоне, вычисляемое как для упругого тела по приведенному сечению, равно:

$$\sigma_b=P_2/A_b+M/W_f=268{,}8\cdot 10^4:119\,160+$$
$$+267{,}3\cdot 10^5:(32\,584\cdot 10^3)=0{,}3 \text{ МПа}.$$

Вычисляем момент, воспринимаемый сечением, нормальным к продольной оси элемента, при образовании трещин в стадии эксплуатации по формуле (67), равный:

$$M_{crc}=R_{bt}W_{pl}+M_{shr}.$$

Момент сопротивления приведенного сечения для крайнего растянутого волокна с учетом неупругих деформаций растянутого бетона, определяемый по формуле (79),

$$W_{pl}=[0{,}292+0{,}75(\gamma_1+2\mu_{mf1(E)})+0{,}75(\gamma'_1+2\mu'_{mf(E)})]t_wh^2=$$
$$=[0{,}292+0{,}75(0{,}125+2\cdot 0{,}033\cdot 6{,}12)+0{,}75(0{,}251+$$
$$+2\cdot 0{,}033\cdot 6{,}12)]74{,}6\cdot 1200^2=76\,497\cdot 10^3 \text{ мм}^3,$$

где

$$\gamma_1=(b_f-t_w)t_f/(t_wh)=(300-74{,}6)50:(74{,}6\cdot 1200)=0{,}125;$$
$$\gamma'_1=2(b'_f-t_w)t_f/(t_wh)=2(300-74{,}6)50:(74{,}6\cdot 1200)=0{,}251.$$

Момент, вызванный усадкой M_{shr} относительно верхней ядровой точки, вычисляем из следующей зависимости:

$$W_{shr}=P_2(r'+l_{cp}),$$

где расстояние от равнодействующего усилия до центра тяжести приведенного сечения равно:

$$l_{cp}=y_c-a_n=588-25=563 \text{ мм};$$
$$a_n=t_f/2.$$

Тогда момент от усадки

$$M_{shr}=265\,047(19{,}1+563)=199{,}84\cdot 10^6 \text{ Н}\cdot\text{мм}.$$

После подстановки в формулу (67) момент трещинообразования

$$M_{crc}=2{,}1\cdot 76\,497\cdot 10^3+268\,805(563+19{,}1)=36{,}5\cdot 10^6 \text{ Н}\cdot\text{мм}=$$
$$=365 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Так как $M_n=267{,}3$ кН·м$<M_{crc}=365$ кН·м, следовательно, в эксплуатационной стадии работы складки трещин в ней не будет.

Поэтому расчет на раскрытие трещин не производится. Определяем возможность образования трещин в верхней зоне, растянутой в стадии изготовления и монтажа.

Момент сопротивления в этом случае относительно верхней растянутой грани с учетом неупругих деформаций бетона по формуле (79) равен:

$$W'_{crc}=[0{,}292+0{,}75(\gamma_1+2\mu'_{mf(E)})+0{,}75(\gamma'_1+2\mu_{mf1(E)})]t_wh^2=$$
$$=[0{,}292+0{,}75(0{,}125+2\cdot0{,}005\cdot6{,}12)+0{,}075(0{,}251+$$
$$+2\cdot0{,}033\cdot6{,}12)]74{,}6\cdot1200^2=49\,624\cdot10^3\ \text{мм}^3,$$

где $\gamma_1=(b'_f-t'_w)t'_f/(t_wh)=(300-74{,}6)50:(74{,}6\cdot1200)=0{,}125;$

$$\gamma'_1=2(b_f-t_w)t_f/(t_wh)=2(300-74{,}6)50:(74{,}6\cdot1200)=0{,}251.$$

Момент от предварительного напряжения в верхней зоне сечения за вычетом нормативного момента от собственного веса $M_n=$ $=109\,700$ кН·м равен:

$$M_{p1}=P_1(l_{cp}-r_f)-M_n=306\,000(563-18{,}1)-109\,700=-3{,}34\ \text{кН}\cdot\text{м}.$$

Так как момент от предварительного напряжения в верхней зоне меньше $R_{bt,\,ser}W_{crc}=1{,}8\cdot49\,624\cdot10=89{,}3$ кН·м, при $R_{bt,\,ser}=$ $=1{,}8$ МПа и при $R_{bp}=0{,}7\cdot40=28$ МПа (по интерполяции). Следовательно, трещины в верхней зоне не будут раскрываться.

Расчет по образованию трещин, наклонных к продольной оси складки

Проверяем, образуются ли трещины в пределах зоны передачи напряжения. Длина зоны передачи напряжений (по СНиП 2.03.01—84) равна

$$l_p=(\omega_p\sigma_{sp}/R_{bp}+\lambda_p)d=(0{,}25\cdot892:32+10)6=102\ \text{мм},$$

где $\sigma_{sp}=\sigma_{sp1}=892$ МПа, $R_{bp}=0{,}8\cdot40=32$ МПа, d — диаметр проволоки 6 мм.

Так как зона передачи предварительного напряжения находится в пределах опоры, рассматриваем сечение при $l_x/l_p=1$.

Напряжения на уровне центра тяжести приведенного сечения при $y=0$ и $P=P_2$ равны:

$$\sigma'_x=P_2/A_b=265\,047:(1191\cdot10^2)=2{,}2\ \text{МПа}.$$

Сжимающее напряжение при вычислении σ_{mt} и σ_{mc} принимаем со знаком «минус». Для вычисления касательных напряжений τ_{xy} определяем статический момент части сечения, расположенной выше

оси, проходящей через центр тяжести, относительно этой оси, который равен:

$$S'_b = b'_f t'_f (1+\alpha\mu'_{mf(E)})(h - t'_f/2 - y_c) + 0{,}5 t_w (h_w + t_f - y_c)^2 \times$$
$$\times (1+\alpha\mu_{mw(E)}) = 300\cdot 50(1+6{,}12\cdot 0{,}005)(1200-50:2-588)+$$
$$+0{,}5\cdot 74{,}6(1100+50-588)^2(1+6{,}12\cdot 0{,}0074) = 21\,388\cdot 10^3 \text{ мм}^3.$$

Скалывающие напряжения при максимальном значении поперечной силы равны:

$$\tau = QS'_b/(I_1 t_w) = 6{,}38\cdot 21\,388 : (1{,}916\cdot 10^3\cdot 74{,}6) = 0{,}71 \text{ МПа}.$$

Напряжение в бетоне σ_x на уровне центра тяжести (при $y=0$) зависит от усилия обжатия, вычисленного с учетом потерь. При отсутствии поперечной предварительно напряженной арматуры $\sigma_{yn}=0$.

Местные сжимающие напряжения σ_{yM} в месте приложения опорной реакции

$$\sigma_{yM} = \frac{Q}{t_w h}\cdot\frac{\beta^2}{1{,}57}\left[\frac{3-2\beta}{(1+\alpha^2)^2} - \frac{\beta}{(\alpha^2+\beta^2)^2}\right] =$$
$$= \frac{6{,}38\cdot 0{,}24^2}{74{,}6\cdot 1200\cdot 1{,}57}\left[\frac{3-2\cdot 0{,}24}{(1+0{,}008^2)^2} - \frac{0{,}24}{(0{,}008^2+0{,}24^2)^2}\right] =$$
$$= -1{,}65 \text{ МПа},$$

где $\alpha = x/h = 100:1200 = 0{,}08$;

$\beta = y_c/h = 58{,}8:1200 = 0{,}24$.

Главные сжимающие и растягивающие напряжения равны:

$$\sigma_{mt} = \frac{\sigma_x + \sigma_{yM}}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_{yM}}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2} =$$
$$= \frac{-23{,}9+1{,}65}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{-23{,}9+1{,}65}{2}\right)^2 + 0{,}8^2} =$$
$$= -11{,}125 \pm 11{,}15;$$
$$\sigma_{mc} = -0{,}37 + 0{,}88 = +0{,}51 \text{ МПа};$$
$$\sigma_{mt} = -0{,}37 - 0{,}88 = -1{,}25 \text{ МПа}.$$

Тогда $\sigma_{mc} = 0{,}51$ МПа $< R_{b,ser} = 0{,}5\cdot 22{,}5 = 11{,}25$ МПа; $\sigma_{mt} = -1{,}25$ МПа $< R_{bt,ser} = 1{,}8$ МПа.

Таким образом, трещиностойкость наклонных сечений обеспечена.

Расчет прогибов складки

Жесткость складки B_{f1} при кратковременном действии нагрузки по формуле (96)

$$B_{f1} = 0{,}85 E_b I_1 = 0{,}85\cdot 24\,500\cdot 1{,}916\cdot 10^{10} = 39{,}9\cdot 10^{13} \text{ Н}\cdot\text{мм}^2.$$

Жесткость B_{f2} при учете продолжительного действия нагрузки по формуле (101)

$$B_{f2}=0{,}85B_{f1}=39{,}9\cdot10^{13}\cdot0{,}85=33{,}9\cdot10^{13}\ \text{Н}\cdot\text{мм}^2.$$

Кривизна от кратковременного действия нагрузки по формуле (99)

$$\rho_1=M_n/B_{f1}=-267\cdot10^6:(33{,}9\cdot10^{13})=7{,}12\cdot10^{-7}\ \text{мм}^{-1}.$$

Кривизна от постоянных и длительно действующих нагрузок по формуле (100)

$$\rho_2=M_n\varphi_{b2}/B_{f2}=210{,}6\cdot10^6\cdot2{,}6:(33{,}9\cdot10^{13})=16\cdot10^{-7}\ \text{мм}^{-1}.$$

Коэффициент, учитывающий влияние ползучести бетона при влажности воздуха 40 %, принимаем равным 2,6 (п. 4.16). Кривизна от выгиба складки от действия предварительного обжатия по формуле (102)

$$\rho_3=P_2l_{cp}/B_{f1}=268\,805\cdot563:(39{,}9\cdot10^{13})=3{,}79\cdot10^{-7}\ \text{мм}^{-1}.$$

Кривизна от выгиба складки вследствие усадки и ползучести от предварительного обжатия по формуле (103)

$$\rho_4=(\Sigma_b-\Sigma'_b)/h=60{,}2\cdot10^{-5}-33{,}8\cdot10^{-5}:1200=2{,}2\cdot10^{-7}\ \text{мм}^{-1}.$$

Для вычисления деформаций ε_b, вызванных усадкой и ползучестью бетона под действием усилия предварительного обжатия, определяем напряжения в бетоне на уровне крайнего сжатого волокна, которые равны:

$$\sigma'_{bp}=P_1/A-Pl_{cp}(h-y_c)/I_1-M_n(h-y_c)/I_1=$$
$$=303\,000:(1191{,}6\cdot10^{12})-303\,000\cdot563(1200-588):(1{,}916\cdot10^{10})-$$
$$-109{,}7\cdot10^6(1200-588):(1{,}916\cdot10^{10})=-633\ \text{МПа}.$$

Растягивающие напряжения в бетоне, потери от быстронатекающей ползучести равны нулю: $\sigma_6=0$; $\sigma_9=0$, тогда $\sigma_b=\sigma'_b=$ $=67{,}6$ МПа. Деформации сжатия бетона равны:

$$\varepsilon'_b=\sigma'_b/E_s=67{,}6:200\,000=33{,}8\cdot10^{-5};$$
$$\varepsilon_b=\sigma_{bp2}/E_s=(\sigma_6+\sigma_8+\sigma_9)/E_s=$$
$$=8+67{,}6+44{,}8:(2\cdot10^5)=60{,}2\cdot10^{-5}.$$

Полная кривизна изгибаемой складки, в которой трещины не раскрываются, равна:

$$\rho_{tot}=\rho_1+\rho_2-\rho_3-\rho_4=7{,}1\cdot10^{-7}-3{,}73\cdot10^{-7}+16\cdot10^{-7}-$$
$$-2{,}2\cdot10^{-7}=17{,}1\cdot10^{-7}\ \text{мм}^{-1}.$$

Полный прогиб складки при $l_0=18\,000-200=17\,800$ мм по формуле (117) равен:

$$f=S\rho_{tot}l^2_0=0{,}104\cdot17{,}1\cdot10^{-7}\cdot17\,800^2=56{,}6\ \text{мм}.$$

Коэффициент $S=5/48=0{,}104$ принимаем по табл. 15. Полученный прогиб складки составляет от пролета $f/l_0=56{,}6/17\,800=1/314<$ $<[1/250]$, т. е. прогиб складки меньше допустимого.

Пример расчета плиты-складки подвесного потолка *

Дано. Плита складчатая шириной 2,4 м, длиной 5,8 м, высотой 0,3 м (*рис. 1*), *изготовленная из мелкозернистого бетона* группы А, класса бетона по прочности на сжатие В40. Конструкция армируется двумя тканными сетками № 10-1 (ГОСТ 3826—82 *) по

Рис. 1. Сечения складки подвесного потолка
а — фактическое; *б* — приведенное; *в* — схема усилий и эпюра напряжений

всему сечению разделительной сварной сеткой из проволочной арматуры класса Вр-I (ГОСТ 6727—80*) ∅ 3 мм с шагом 200 мм в продольном направлении панели и ∅ 4 мм с шагом 100 мм в поперечном. В продольных бортовых ребрах дополнительно устанавливаются стержни из горячекатаной арматуры периодического профиля класса А-III (ГОСТ 5781—82*) ∅ 12 и ∅ 16 мм в каждом ребре. Панель-складка эксплуатируется в отапливаемом помещении с относительной влажностью воздуха до 60 % и при отсутствии возможности систематического увлажнения конструкции конденсатом. В соответствии с условиями эксплуатации и принятым армированием панель относится ко 2-й категории трещиностойкости.

---

* Пример расчета плиты-складки подвесного потолка разработан в НИИСКе (канд. техн. наук В. Д. Галич, инж. Т. В. Борисова).

Нагрузки

Данные по виду распределенных нагрузок, их величинам и коэффициентам перегрузки, принятым в соответствии со СНиП 2.01.07—85, приведены в таблице.

Нагрузки, Н/м			
вид	нормативная	коэффициент надежности	расчетная
Постоянные			
Собственная масса панели-складки 11 500/2,4·5,8	826	1,1	909
Масса акустической облицовки	80	1,2	96
Временные длительные			
Масса сплинкерной сетки, светильников	250	1,2	300
Итого длительно действующие	1156	—	1305
Кратковременные			
Дополнительная нагрузка к массе оборудования	700	1,3	910
Итого временные	700	—	910
Полная нагрузка	1856	—	2215

Плита складчатая должна воспринимать сосредоточенную технологическую нагрузку (давление колеса тележки на площадку 10×10 см) величиной 3000 Н с коэффициентом надежности по перегрузке.

1.2. Расчетная сосредоточенная нагрузка

$$P = 3000 \cdot 1{,}2 = 3600 \text{ Н}.$$

Определение усилий

Складка в целом рассчитывается как однопролетная шарнирно опертая балка пролетом 5,7 м (рис. 2).

Определяем моменты от следующих сочетаний нагрузок:

1. Действие полной распределенной расчетной нагрузки (рис. 2)

$$M = (q+q)bL^2/8 = (1305+910)2{,}4 \cdot 5{,}7^2 : 8 = 21\,599 \text{ Н} \cdot \text{м}.$$

Рис. 2. Расчетная схема складки подвесного потолка

а — схема нагрузок; *б* — расчетная нагрузка; *в* — расчетная схема

2. Действие части расчетной распределенной нагрузки и временной расчетной сосредоточенной

$$M = qbL^2/8 + pL/4 = 1305 \cdot 2{,}4 \cdot 5{,}7^2 : 8 + 3600 \cdot 5{,}7 : 4 = 17\,850 \text{ Н·м}.$$

Так как решающим является первое сочетание, то для этого случая определяем все остальные усилия:

момент от полной нормативной нагрузки

$$M^n = (q^n + q^n) bL^2/8 = (1156 + 700) 2{,}4 \cdot 5{,}7^2 : 8 = 18\,090 \text{ Н·м};$$

момент от длительно действующей части нормативной нагрузки

$$M^n = q^n bL^2/8 = 1156 \cdot 2{,}4 \cdot 5{,}7^2 : 8 = 11\,267 \text{ Н·м};$$

расчетная перерезывающая сила (на опоре)

$$Q = (q + q) bL/2 = (1305 + 910) 2{,}4 \cdot 5{,}7 : 2 = 15\,150 \text{ Н}.$$

Характеристики материалов

Бетон мелкозернистый группы А, подвергнутый тепловой обработке при атмосферном давлении, класс бетона по прочности на сжатие В40: расчетное сопротивление бетона сжатию для предельных состояний первой группы $R_b = 22{,}5$ МПа; то же для предельных состояний второй группы $R_{b,ser} = 29$ МПа; расчетное сопротивление бетона растяжению для предельных состояний первой группы $R_{bt} = 1{,}4$ МПа; то же для предельных состояний второй группы $R_{bt,ser} = 2{,}1$ МПа; начальный модуль упругости при растяжении и сжатии $E_b = 2{,}4 \cdot 10^4$ МПа.

Арматура — сетки тканые № 10-1 ГОСТ 3826—82 *: расчетное сопротивление продольных проволок и поперечных проволок растяжению при расчете нормальных наклонных сечений на действие изгибающего момента $R_m = 245$ МПа; то же поперечных проволок при расчете наклонных сечений на действие поперечной силы $R_{m,w} = 206$ МПа; расчетное сопротивление сжатию $R_{m,c} = 235$ МПа; модуль упругости $E_m = 1{,}5 \cdot 10^5$ МПа.

Сетки сварные армируются из проволоки класса B_p-I диаметром 3 мм; расчетное сопротивление растяжению при расчете нормальных и наклонных сечений на действие изгибающего момента $R_s=375$ МПа; то же при расчете наклонных сечений на действие поперечной силы $R_{s,w}=305$ МПа; расчетное сопротивление сжатию $R_{sc}=375$ МПа; расчетное сопротивление для расчета по предельным состояниям второй группы $R_{s,ser}=410$ МПа; модуль упругости $E_s=1{,}7\cdot10^5$ МПа.

Стержневая арматура класса А-III диаметром более 10 мм (название характеристики см. выше):

$R_s=365$ МПа; $R_{sw}=295$ МПа; $R_{sc}=365$ МПа; $R_{s,ser}=410$ МПа; $E_s=2\cdot10^5$ МПа.

РАСЧЕТ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ ПЕРВОЙ ГРУППЫ

Расчет по прочности сечения, нормального к продольной оси

Для расчета фактическое сечение элемента приводим к двутавровому (см. рис. 1). Толщина стенки двутаврового сечения равна:

$$t_w=\delta n/\sin\beta=2{,}2:0{,}42\,578=9{,}4 \text{ см}.$$

Ширина сжатой полки b'_f, вводимая в расчет в соответствии с. п. 3.10. При отсутствии поперечных ребер и при $t'_{f1}=2$ см $<0{,}1h=0{,}1$; $b'_f=2\cdot6t'_f+t_w=2\cdot6\cdot2+9{,}4=33{,}4$ см.

Вычисляем коэффициент сетчатого армирования

$$\mu_m=0{,}0071\cdot2:2=0{,}0071.$$

Коэффициент приведенного армирования равен:

для сжатой полки

$$\mu'_{mf1}=\mu_m+\mu_sR_{sc}/R_{mc}=0{,}0071+0{,}00213\cdot375:245=0{,}0103;$$

$$\mu_s=A_{s,tot}=2\cdot0{,}071:(2\cdot3{,}34)=0{,}00213;$$

для стенки $\mu_{mw1}=\mu'_{mf1}=0{,}0105$;

для растянутой полки тканую и сварную сетку приводим к сетчатой с коэффициентом армирования, равным:

$$\mu_{m1}=\mu_{mf1}+\mu_{sf}R_s/R_m=0{,}0071+0{,}000355\cdot375:245=0{,}0076;$$

$$\mu_{sf}=3\cdot0{,}071/40\cdot15=0{,}000355;$$

усилия от стержневой арматуры учитываем отдельно.

Сечение рассчитываем в соответствии с п. 3.5. Граничное значение *высоты сжатой зоны по формуле (8) равно:*

$$\xi_R=\omega/[1+\sigma_s(1-\xi_n/1,1)/400],$$

где $\omega=0,7-0,008R_b=0,7-0,008\cdot 22,5=0,520$; $\sigma_s=R_s=365$ МПа. После подстановки в формулу (8) предельное отношение высоты сжатой зоны

$$\xi_R=0,52/1+365/400(1-0,52/1,1)=0,35.$$

Высота сжатой зоны x из условия (22)

$$R_{cf1}A_{cf}+R_{cw1}A_{cw}=R_m\mu_{mf1}A_{tf}+R_m\mu_{mw1}A_{tw}+R_sA_s,$$

где $R_{sf1}=R_b+R_{mc}\mu^E{}_{mf1}=22,5+245\cdot 0,0105=24,96$ МПа;

$$R_{cw1}=R_b+R_{mc}\mu_{mw1}=22,5+245\cdot 0,0105=24,96 \text{ МПа};$$

$$A_{cf}=b'_ft'_f=33,4\cdot 2=66,8 \text{ см}^2;$$

$$A_{tf}=b_ft_f=600 \text{ см}^2;$$

$$A_{cw}=(x-t'_f)t_w=(x-2)9,4 \text{ см}^2;$$

$$A_{tw}=(h-x-t_f)t_w=(15-x)9,4 \text{ см}^2.$$

После подстановки полученных величин в формулу (22) высота сжатой зоны равна.

$$24,96\cdot 66,8+24,96(x-2)9,4=245\cdot 0,0014\cdot 600+(15-x)9,4+$$
$$+365\cdot 6,28x=1432,3/244=5 \text{ см}.$$

Таким образом, $\xi=x/h=5,8/30=0,193<\xi_R=0,35$, а нейтральная ось проходит в стенке.

Прочность сечения определится из условия (17)

$$M\leqslant R_{cf1}A_{cf}(h-t'_f/2-a)+R_{cw1}A_{cw1}[h-(x+2a+t_f)/2-$$
$$-R_m\mu_{mw1}A_{tw}[(h-x)/2-a]-R_m\mu_{mf1}A_{bft}[(t_f-a)/2]=$$
$$=24,96\cdot 66,8(30-2:2-3)+24,96\cdot 9,4[30-(5,9+6+2):2]-$$
$$-245\cdot 0,0105(15-5,9)[(30-5,9):2-3]-245\cdot 0,0014\cdot 480\times$$
$$\times[(15-3):2]=63\,291 \text{ Н}\cdot\text{м},$$

где $A_{bft}=b_f(t_f-a)=40(15-3)=480$ мм^2.

Таким образом, прочность нормального сечения обеспечивается, так как $M=21\,590$ Н·м $<63\,291$ Н·м.

Расчет прочности сечения, наклонного к продольной оси

Проверяем условие (57), обеспечивающее прочность по сжатому бетону между наклонными трещинами (п. 3.24),

$$Q\leqslant 0,3\varphi_{w1}\varphi_{b1}R_bbh_w,$$

где $\varphi_{w1}=1+E_m\mu_{mw1}/E_b=1+1,5\cdot 10^5\cdot 0,0105:(2,4\cdot 10^4)=1,984$;

$$\varphi_{b1}=1-0,01R_b=1-0,01\cdot 22,5=0,775;\ t_w=9,4 \text{ см}.$$

После подстановки величин в формулу (57) получаем равенство:

$$0,3\cdot 1,984\cdot 775\cdot 22,5\cdot 9,4\cdot 11=1073 \text{ МПа см}^2=107\,300 \text{ Н}.$$

Прочность по сжатому бетону между наклонными трещинами обеспечивается, так как $Q=15\,150$ Н $<107\,300$ Н.

Необходимость расчета наклонного сечения по прочности на перерезывающую силу проверяем из условия $0{,}4\cdot1{,}4\cdot8{,}4\cdot27=$ $=142$ МПа·см$^2=14\,200$ Н.

Так как $Q=15\,150$ Н $>14\,200$ Н, то расчет на перерезывающую силу необходимо выполнить. Прочность наклонного сечения должна проверяться из условия (60)

$$Q\leqslant Q_m+Q_b.$$

Значение поперечной силы Q_m, воспринимаемой поперечными проволоками сетки, пересекающими наклонную трещину, по формуле (61) равно:

$$Q_m=q_{mw}a_q.$$

При угле наклона трещины 45 интенсивность армирования элемента поперечными проволоками сеток в пределах наклонной трещины по формуле (62) равна:

$$q_{mw}=R_{mw}\mu_{mw1}t_w/\sin\beta=206\cdot0{,}0105\cdot9{,}4:\sin 64°48'=2250 \text{ Н·см}.$$

Значение поперечной силы равно $Q_m=2250\cdot30=67\,500$ Н.

Поперечная сила, воспринимаемая бетоном, определяется по формуле (64)

$$Q_b=0{,}75R_{bt}t_wh^2/a_q=0{,}75\cdot1{,}4\cdot9{,}4\cdot30^2:30=29\,600 \text{ Н}.$$

Прочность наклонного сечения на поперечную силу достаточная, так как $Q=15\,150$ Н $<Q_m+Q_b=67\,500+29\,600=97\,100$ Н.

РАСЧЕТ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ ВТОРОЙ ГРУППЫ

Расчет по образованию трещин, нормальных к продольной оси

Для определения пластического момента сопротивления приведенного сечения вычисляем:

коэффициенты приведенного армирования с учетом отношений модулей упругости:

сжатой полки

$$\mu'_{mf1(E)}=\mu_m+\mu_sE_s/E_m=0{,}0071+$$
$$+0{,}00213\cdot2\cdot10^5:(1{,}5\cdot10^5)=0{,}00993;$$

стенки

$$\mu_{mw1(E)}=\mu'_{mf1(E)}=0{,}00993;$$

растянутой полки (с учетом отношений модулей стержневой арматуры)

$$\mu_{mf1(E)}=\mu_{mf}+\mu_{sf}E_s/E_m+A_sE_s/(b_ft_fE_m)=$$
$$=0{,}000835+0{,}000355\cdot 2\cdot 10^5:(1{,}5\cdot 10^5)+$$
$$+6{,}28\cdot 2\cdot 10^5:(40{,}15\cdot 1{,}5\cdot 10^5)=0{,}0151.$$

Отношения модулей упругости равны:

$$a=E_m/E_b=1{,}5\cdot 10^5:(0{,}24\cdot 10^5)=6{,}25;$$
$$a_s=E_s/E_b=2\cdot 10^5:(0{,}24\cdot 10^5)=8{,}3.$$

Приведенная площадь сечения

$$A_1=b'_ft'_f(1+\alpha\mu'_{mf1(E)})+t_wh_w(1+\alpha\mu_{mw1(E)})+$$
$$+b_ft_f(1+\alpha\mu_{mf1(E)})+a_sA_s=100\cdot 2(1+6{,}25\cdot 0{,}00993)+$$
$$+9{,}4\cdot 13(1+6{,}25\cdot 0{,}00993)+40\cdot 15(1+6{,}25\cdot 0{,}00131)+$$
$$+6{,}28\cdot 8{,}3=988{,}3\ \text{см}^2.$$

Статический момент приведенной площади сечения относительно нижней грани

$$S_1=b_ft'_f(1+\alpha\mu_{mf1(E)})(h-t'_f/2)+t_wh_w(1+\alpha\mu_{mw1(E)})(h-t'_f-$$
$$h_w/2)+b_ft_f(1+\alpha\mu_{mf1(E)})t_f/2+a_sA_s=212{,}4(30-2:2)+$$
$$+119{,}8(30-2-13:2)+604\cdot 15:2+52{,}1\cdot 3=13\,422\ \text{см}^3.$$

Расстояние от центра массы сечения до нижней грани

$$y_{cm}=S_1/A_1=13\,422:988{,}3=13{,}6\ \text{см}.$$

Момент инерции сечения относительно центра массы равен:

$$I_1=\left[\frac{b_f(t'_f)^3}{12}+b'_f\,t'_f\,(h-y_{cm}-t'_f/2)^2\right](1+\alpha\mu_{mf1(E)})+$$
$$+\left[\frac{t_w\,h_w^3}{12}+t_w\,h_w\,(0{,}5\,h_w+t_f+y_{cm})^2\right](1+\alpha\mu_{mw1(E)})+$$
$$+\left[\frac{b_f\,t_f^3}{12}+b_f\,t_f\,(y_{cm}-t_f/2)^2\right](1+\alpha\mu_{mf1(E)})+a_sA_s\,(y_{cm}-a)^2=$$
$$=[100\cdot 2^3:12+100\cdot 2(30-13{,}6-2:2)^2](1+6{,}25\cdot 0{,}00993)+$$
$$+[9{,}4\cdot 13^3:12+9{,}4\cdot 13(0{,}5\cdot 13+15+13{,}6)^2](1+6{,}25\cdot 0{,}00993)+$$
$$+[40\cdot 15^3:12+40\cdot 15(13{,}6-15:2)^2](1+6{,}25\cdot 0{,}00131)+$$
$$+6{,}28\cdot 8{,}3(13-3)^2=101\,344\ \text{см}^4.$$

Согласно табл. 13 для двутаврового несимметричного сечения при отношениях $\delta\geqslant b_f/b=100/9{,}4=10{,}6$ и $t_f/h=15/30=0{,}5>0{,}3$ коэффициент $\gamma=1{,}5$.

Пластический момент сопротивления приведенного сечения по формуле (80)

$$W_{pl}=\gamma W_0=\gamma I_1/y_{cm}=1{,}5\cdot 101\,344:13{,}6=11\,344\ \text{см}^3.$$

Изгибающий момент, воспринимаемый сечением, нормальным к продольной оси панели, равен.

$$M_{crc}=0{,}75W_{pl}R_{bt,ser}=0{,}75\cdot 11\,344\cdot 2{,}1=17\,867\ \text{МПа/см}^3=$$
$$=17\,867\ \text{Н}<M_n=18\,090\ \text{Н}\cdot\text{м}.$$

Следовательно, в стадии эксплуатации трещины возникают.

Расчет по раскрытию трещин, нормальных к продольной оси

В соответствии с п. 4.9 ширина раскрытия трещин при комбинированном армировании определяется по формуле (85)

$$a_{crc}=\varphi\varphi_c\gamma_m\eta_m\sigma_m/E_{ml}20(3{,}5-100\mu_{mfl})\sqrt[3]{d_s},$$

где $\varphi=1$ (для изгибаемых элементов); $\varphi_c=1$ при учете кратковременных и непродолжительного действия постоянных и длительных нагрузок; $\varphi_c=1{,}5$ — для бетона группы А при учете продолжительного действия постоянных и длительных нагрузок; $\gamma_m=4{,}5$ при $\mu_{ml}=0{,}08\ \%<1\ \%$; $\eta_m=1{,}1$ — для тканых сеток;

$$\mu_{mfl}=0{,}0014+6{,}28/40\cdot 15\cdot 365/235=0{,}0176;$$
$$\mu_s=A_s/(b_f t_f)=6{,}28:(40\cdot 15)=0{,}0104.$$

Приведенный модуль упругости по формуле (87)

$$E_{ml}=(E_m\mu_m+E_s\mu_s)/(\mu_m+\mu_s)=(1{,}5\cdot 10^5\cdot 0{,}0071+$$
$$+2\cdot 10^5\ 0{,}0104):(0{,}0071+0{,}0104)=1{,}8\cdot 10^5\ \text{МПа}.$$

Диаметр проволочной арматуры при различных диаметрах стержней и проволок сеток по формуле (86)

$$d_s=(n_1d^2{}_1+n_2d^2{}_2)/(n_1d_1+n_2d_2)=(2\cdot 12^2+$$
$$+2\cdot 16^2):(2\cdot 12+2\cdot 16)=14{,}28\ \text{мм}.$$

Напряжение в сетке для изгибаемых элементов без предварительного напряжения по формуле (87)

$$\sigma_m=M/W_{sl},$$

где W_{wl} — момент сопротивления сечения, приведенного к стальному, вычисляемый по формуле (91):

$$W_{sl}=I_{sl}/1{,}3y_{cm}.$$

Для определения положения нейтральной оси в момент трещинообразования вычисляем статический момент площади приведенного таврового сечения (без полок в растянутой зоне) относительно нижней грани:

$$S'_2=b'_f t'_f(1+\alpha\mu'_{mf(E)})(h-t'_f/2)+t_w(h_w+t_f)\times$$
$$\times(1+\alpha\mu_{mw(E)})(h_w+t_f/2)+\alpha_s A_s a=100\cdot 2(1+6{,}25\cdot 0{,}00993)\times$$
$$\times(30-2:2)+9{,}4(13+15)(1+6{,}25\cdot 0{,}00131)(13+15):2+$$
$$+6{,}28\cdot 83\cdot 3=10\,031\ \text{см}^3.$$

Рис. 3. Сечение, приведенное к стальному
а — расчетное сечение; *б* — сечение, приведенное к стальному

Приведенная площадь таврового сечения

$$A'_2 = b'_f t'_f (1+\alpha\mu_{mf(E)}) + t_w (h_w + t_f)(1+\alpha\mu_{mw(E)}) + A_s L_s =$$
$$= 100\cdot 2(1+6{,}25\cdot 0{,}00993) + 9{,}4(13+15)(1+6{,}25\cdot 0{,}00131) +$$
$$+ 6{,}28\cdot 83 = 529 \text{ см}^2.$$

Приведенная площадь уширений растянутой полки

$$A_{rb} = (b_f - t_w) t_f (1+\alpha\mu_{mf(E)}) = (40-9{,}4)\times$$
$$\times 15(1+6{,}25\cdot 0{,}00131) = 463 \text{ см}^2.$$

Высота сжатой зоны в момент трещинообразования по формуле (78)

$$h - x = S'_r/(A'_2 + A_{rb}/2) = 10\,031 : (529 + 463 : 2) = 13{,}2 \text{ см},$$

откуда $x = h - 13{,}2 = 30 - 13{,}2 = 16{,}8$ см. Размеры сечения, приведенного к стальному, равны следующим величинам:

высота сжатой полки (рис. 3)

$$t'_{sf1} = \mu'_{mf1(E)} t'_f + t'_f E_b/E_{m1} = 0{,}00993\cdot 2 +$$
$$+ 2\cdot 2{,}4\cdot 10^4 : (1{,}8\cdot 10^5) = 0{,}286 = 0{,}3 \text{ см};$$

толщина сжатой стенки

$$t_{scw1}=\mu_{mw1(E)}t_w+t_wE_b/E_{m1}=0{,}00993\cdot 9{,}4+$$
$$+9{,}4\cdot 2{,}4\cdot 10^4:(1{,}8\cdot 10^5)=1{,}35 \text{ см};$$

толщина растянутой стенки

$$t_{stw1}=\mu_{mw1(E)}t_w=0{,}00993\cdot 9{,}4=0{,}1 \text{ см};$$

толщина растянутой полки

$$t_{sf1}=\mu_{mf1(E)}t_f=0{,}0151\cdot 15=0{,}227=0{,}23 \text{ см}.$$

Так как центры тяжести стальных полок совпадают с центрами тяжести растянутой и сжатой арматуры, то общая высота стального сечения

$$h_{s1}=h-(a+a)+0{,}5(t'_{sf1}+t_{sf1})=30-(0{,}8+0{,}8)+$$
$$+0{,}5(0{,}3+0{,}23)=29 \text{ см}.$$

Высота сжатой зоны $x_1=x-0{,}5t'_f=16{,}8-0{,}5\cdot 2=15{,}8$ см.

Площадь стального сечения

$$F_{s1}=b'_ft'_{sf1}+(x_1-t'_{sf1})t_{scw1}+(h_{s1}-x_1-t_{sf1})t_{stw1}+$$
$$+b_ft_{stw1}=100\cdot 0{,}3+(15{,}8-0{,}3)1{,}3+(29-15{,}8-0{,}23)0{,}1+$$
$$+40\cdot 0{,}23=60{,}65 \text{ см}^2.$$

Статический момент относительно нижней грани сечения

$$S_{s1}=b'_ft'_{sf1}(h_{s1}-0{,}5t'_{sf1})+(x_1-t'_{sf1})t_{scw1}[h_{s1}-0{,}5(x_1-t'_{sf1})]+$$
$$+(h_{s1}-x_1-t_{sf1})(t_{stw1}[0{,}5(h_{s1}-x_1-t_{sf1})+t_{sf1}]+b_ft_{sf1}\cdot t_{sf1}/2=$$
$$=100\cdot 0{,}3(29-0{,}5\cdot 0{,}3)+(15{,}8-0{,}3)1{,}35[29-0{,}5(15{,}8-0{,}3)]+$$
$$+(29-15{,}8+0{,}23)0{,}1[0{,}5(29-15{,}8-0{,}23)+0{,}23]+$$
$$+40\cdot 0{,}23\cdot 0{,}23:2=1320 \text{ см}^3.$$

Расстояние до центра тяжести сечения

$$y_{cm}=S_{s1}/F_{s1}=1320:60{,}65=21{,}8 \text{ см}.$$

Момент инерции

$$I_{s1}=\frac{b'_f(t'_{sf1})^3}{12}+b'_ft'_{sf1}(h_{s1}-y_{cm}-0{,}5t'_{sf1})^2+$$
$$+\frac{(x_1-t'_{sf1})^3t_{scw1}}{12}+(x_1-t'_{sf1})t_{scw1}x_1[y_{cm}-h_{s1}+$$
$$+0{,}5(x_1-t'_{sf1})]^2+\frac{(h_{s1}-x_1-t_{sf})^3t_{stw1}}{12}+(h_{s1}-x_1-t_{sf1})t_{stw1}\times$$
$$\times[y_{cm}-0{,}5(h_{s1}-x_1-t_{sf1})+t_{sf1}]^2+$$
$$+\frac{b_ft^3_{sf1}}{12}+b_ft_{sf1}(y_{cm}-0{,}5t_{sf1})^2=$$

$$=100\cdot 0{,}3^3:12+100\cdot 0{,}3(29-21{,}8-0{,}5\cdot 0{,}3)^2+(15{,}8-0{,}3)^3\times$$
$$\times 1{,}35:12+(15{,}8-0{,}3)1{,}35\cdot[21{,}8-29+0{,}5(15{,}8-0{,}3)^2]+$$
$$+(29-15{,}8-0{,}23)^3 0{,}1:12+(29-15{,}8-0{,}23)0{,}1[21{,}8-$$
$$-0{,}5(29-15{,}8-0{,}23)+0{,}23]^2+40\cdot 0{,}23^3:12+40\cdot 0{,}23(21{,}8-$$
$$-0{,}5\cdot 0{,}23)^2=6555 \text{ см}^4.$$

Момент сопротивления, приведенного к стальному, равен:

$$W_{s1}=I_{s1}/1{,}3y_{cm}=6555:(1{,}3\cdot 21{,}8)=231{,}3 \text{ см}^3.$$

Напряжения в растянутой зоне от кратковременного действия полной нагрузки

$$\sigma_m=M^n/W_{s1}=1\,809\,000:231{,}3=78{,}2 \text{ МПа}.$$

Напряжения от кратковременного действия постоянных и длительных нагрузок

$$\sigma_m=M^n{}_{дл}/W_{s1}=1\,126\,700:231{,}3=48{,}7 \text{ МПа}.$$

Для определения ширины кратковременного раскрытия трещин вычисляем величины a_{crc1}, a_{crc2}, a_{crc3}.

Ширина раскрытия трещин от кратковременного действия полной нагрузки

$$a_{crc1}=\varphi\varphi_c\gamma_m\eta_m\frac{\sigma_m}{E_{m1}}20(3{,}5-100\mu_{mt1})\sqrt[3]{d_s}=$$
$$=1\cdot 1\cdot 4{,}5\cdot 1\cdot 78{,}2:(1{,}8\cdot 10^5)20(3{,}5-100\cdot 0{,}0176)14{,}28=0{,}164 \text{ мм}.$$

Ширина раскрытия трещины от кратковременного действия постоянных и длительных нагрузок

$$a_{crc2}=1\cdot 1\cdot 4{,}5\cdot 1\frac{48{,}7}{1{,}8\cdot 10^5}20(3{,}5-100\cdot 1{,}0176)\,14{,}28=0{,}101 \text{ мм}.$$

Ширина раскрытия трещин от длительного действия постоянных и длительных нагрузок

$$a_{crc3}=1\cdot 1{,}5\cdot 4{,}5\cdot 1\frac{48{,}7}{1{,}8\cdot 10^5}20(3{,}5-100\cdot 0{,}0176\cdot 14{,}28)=0{,}152 \text{ мм}.$$

Ширина кратковременного раскрытия трещин

$$a_{crc}=a_{crc1}-a_{crc2}+a_{crc3}=0{,}164-0{,}101+0{,}152=0{,}215=0{,}2 \text{ мм}.$$

Величина длительной ширины раскрытия трещин $a_{crc3}=$ $=0{,}152\cong[a_{crc2}]=0{,}15$ мм.

Таким образом, ширина раскрытия трещин не превышает величин, допускаемых для конструкций, относящихся ко 2-й категории трещиностойкости.

Расчет по образованию трещин, наклонных к продольной оси

Для изгибаемых элементов расчет производим из условий (81):
при $\sigma_{mc} \leqslant \gamma_{bc} R_{b,\,ser}$, $\sigma_{mt} \leqslant R_{bt,\,ser}$;
при $\sigma_{mc} > \gamma_{bc} R_{b,\,ser}$,

$$\sigma_{mt} \leqslant \frac{R_{bt,\,ser}}{1-\gamma_{bc}} (1 - \sigma_{mc}/R_{bt,\,ser}),$$

γ_{bc} — коэффициент условий работы, определяемый по формуле

$$\gamma_{bc} = 0{,}8 - \alpha B \leqslant 0{,}5,$$

где $\alpha = 0{,}02$ для мелкозернистых бетонов;

B — класс бетона 40 МПа; $\gamma_{bc} = 0{,}8 - 0{,}02 \cdot 40 = 0$; принимаем $\gamma_{bc} = 0{,}5$.

Расчет производим на уровне центра тяжести приведенного сечения и в месте примыкания сжатой полки к стенке по формуле (83)

$$\sigma_{mt}(\sigma_{mc}) = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x + \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2}.$$

Статический момент части сечения, расположенной выше оси, проходящей через центр тяжести всего сечения (рис. 47) относительно этой оси, равен:

$$S_r = b'_f t'_f (1 + \alpha\mu_{mf1(E)})(h - y_{cm} - 0{,}5t'_f) + t_w h_w (1 + \alpha\mu_{mf1(E)}) \times$$
$$\times (h - y_{cm} - 0{,}5h_w - t'_f) + b_f (t_f - y_{cm})(1 + \alpha\mu_{mf1(E)}) 0{,}5 (t_f - y_{cm}) =$$
$$= 100 \cdot 2 (1 + 6{,}25 \cdot 0{,}00993)(30 - 13{,}6 - 0{,}5 \cdot 2) + 9{,}4 \cdot 13 (1 + 6{,}25 \times$$
$$\times 0{,}00993)(30 - 13{,}6 - 0{,}5 \cdot 1{,}3 - 2) + 40 (15 - 13{,}6)(1 + 6{,}25 \times$$
$$\times 0{,}00131) 0{,}5 (15 - 13{,}6) = 4281 \text{ см}^3.$$

Касательные напряжения на уровне центра тяжести сечения

$$\tau_{xy} = QS_r/(I_r b) = 15\,150 \cdot 4281 : (101\,344 \cdot 40) = 0{,}16 \text{ МПа}.$$

На оси, проходящей через центр тяжести сечения, главные растягивающие напряжения равны:

$$\sigma_{mc} = \tau_{xy} = 0{,}16 \text{ МПа}; \quad < R_{bt,\,ser} = 2{,}1 \text{ МПа},$$

а главные сжимающие напряжения

$$\sigma_{mc} = -\tau_{xy} = -0{,}16 \text{ МПа} < \gamma_{bc} R_{b,\,ser} = 0{,}5 \cdot 29 = 14{,}5 \text{ МПа}.$$

Следовательно, трещиностойкость по наклонному сечению обеспечена.

Расчет деформации

Прогиб изгибаемого элемента с постоянным сечением определяем по формуле (117)

$$f = m p_{tot} l^2,$$

где по табл. 15 $m = 5/48$; пролет $l = 5{,}7$ м;

полное значение кривизны изгибаемого элемента по формуле (106)

$$\rho_{tot}=\rho_5-\rho_6+\rho_7.$$

Величина ρ_5, определяемая по формуле (107), равна

$$\rho_5=M_{crc}/B_{f1}+(M^n-M_{crc})/B_{f3},$$

где $M_{crc}=17\,867$ Н·м; $M^n=18\,090$ Н·м; $B_{f1}=0{,}85E_bI_{r1}=0{,}85\cdot2{,}4\times\times10^4\cdot101\,344=2{,}067\cdot10^9$ МПа·см^4; $B_{f3}=kE_bI_{r1}=0{,}08\cdot2{,}4\cdot10^4\times\times101\,344=0{,}165\cdot10^9$ МПа·см^4; $K=0{,}08$, $\mu_{m1}=0{,}99\ \%<1{,}5\ \%$; тогда

$$\rho_5=1\,786\,700/2{,}061\cdot10^{11}+(1\,809\,000-1\,786\,700)/0{,}165\cdot10^{11}=$$
$$=0{,}997\cdot10^{-5}\ \text{см}^{-1}.$$

Значение ρ_6 по формуле (112)

$$\rho_6=M_{cer}/B_{f3}=1\,126\,700:(0{,}165\cdot10^{11})=6{,}828\cdot10^{-5}\ \text{см}^{-1},$$

где $M_{cer}=11\,267$ Н м, $B_{f3}=0{,}165\cdot10^9$ МПа·см^4. Значение ρ_7 по формуле (113)

$$\rho_7=M_{cer}/B'_{f3}=1\,126\,700:(0{,}132\cdot10^{11})=8{,}536\cdot10^{-5}\ \text{см}^{-1},$$

где $B'_{f3}=0{,}8$, $B_{f3}=0{,}8\cdot0{,}165\cdot10^9=0{,}132\cdot10^9$ МПа·см^4. Полная кривизна по формуле (106)

$$\rho_{tot}=(0{,}997-6{,}828+8{,}536)\,10^{-3}=2{,}705\cdot10^{-5}\ \text{см}^{-1}.$$

Прогиб по формуле (117)

$$f=5/48\cdot2{,}705\cdot10^{-5}\cdot570^2=0{,}916\ \text{см}.$$

Так как $f=0{,}916$ см $<1/250l=1/250\cdot570=2{,}28$ см, то жесткость панели достаточна.

ПРИЛОЖЕНИЕ 4

Расчет плиты-оболочки в поперечном направлении *

Дано: Размеры сечения, общие данные и нагрузки приведены в примере расчета панели складки в целом.

Определение усилий

Статический расчет в поперечном направлении производим с учетом следующих предпосылок:

1. *При соотношении пролетов* $l_1/l_2=5{,}7/2{,}4=2{,}375$ рассматриваемая отнесена к длинным.

* Пример расчета плиты-оболочки в поперечном направлении разработан НИИСКом (канд. техн. наук В. Д. Галич, инж. Т. В. Борисова).

2. В соответствии с требованием Руководства по проектированию железобетонных тонкостенных пространственных конструкций покрытий и перекрытий (М.: Стройиздат, 1979) при расчете на равномерно распределенную нагрузку принимаем расчетную схему в виде трехпролетной плиты шириной 1 м с соответствующими поправочными коэффициентами на внутренние усилия.

3. При расчете на сосредоточенную силу также принимаем расчетную схему в виде трехпролетной плиты шириной 1 м. Эта предпосылка основана на исследовании работы железобетонных плит в предельном состоянии под действием сосредоточенной нагрузки (Дубинский А. М. Расчет несущей способности железобетонных плит и оболочек. — Киев. Будивельник, 1976).

Расчетные схемы панели-складки в поперечном направлении приняты в соответствии с изложенными выше предпосылками.

Расчетный момент в поперечном направлении определяем из рассмотрения следующих сочетаний нагрузок:

1. Постоянные и временные длительные (именуемые далее постоянными), а также временные, распределенные на трех пролетах.

2. Постоянные и временные, распределенные на двух смежных пролетах.

3. Постоянные и временные, распределенные на среднем пролете.

4. Постоянные и временная, сосредоточенная в середине среднего пролета.

Моменты определяем с помощью табл. 14.18—14.20 для неравнопролетных плит и балок (Улицкий И. И. и др. Железобетонные конструкции: Расчет и конструирование. — Киев: Будивельник, 1972) и поправочных коэффициентов табл. 5 Руководства по проектированию железобетонных тонкостенных пространственных конструкций покрытий и перекрытий (М.: Стройиздат, 1979).

Сочетание 1 (рис. 1)

Момент на опоре

$$M_b = M_c = -K_2N_1/K_3 + L_2N_2/K_3;$$

$$K_2 = K_1 = 2(l_2 - l_3) = 2(1 + 0{,}35) = 2{,}7;$$

$$K_3 = K_1K_2 - l^2_2 = 2{,}7 \cdot 2{,}7 - 1^2 = 6{,}29;$$

$$N_1 = N_2 = (q_1 + q_1)(l^3_1 + l^3_2)/4 = (1305 + 910)(0{,}35^3 + 1^3) : 4 = 578 \text{ Н};$$

$$M_b = N_1(l_2/K_3 - K_2/K_3) = 578(1 : 6{,}29 - 2{,}7 : 6{,}29) = -156 \text{ Н} \cdot \text{мм}.$$

При отношении высоты торцевого элемента h_1 к высоте складки (h) $h_1/h = 15/30 = 0{,}5$ принимаем по линейной интерполяции поправочный коэффициент для опорного момента 1,833.

Таким образом, опорный момент $M_b = (-156)\,1{,}833 = -286$ Н·мм.

Момент в пролете

$$M_2 = (q_2 + q_2)l^2_2/8 - M_b = (1305 + 910)\,1^2 : 8 - 156 = 121 \text{ Н} \cdot \text{мм}.$$

Рис. 1. Расчетные схемы складки подвесного потолка при расчете в поперечном направлении

а — схема для определения моментов на опорах; *б* — схема для определения момента в пролете

Сочетание 2

Моменты на опорах равны:

$$M_b = -K_2N_1/K_3 + l_2N_2/K_3;$$
$$M_c = l_2N_1/K_3 - K_1N_2/K_3,$$

где $K_1 = K_2 = 2{,}7$; $K_3 = 6{,}29$ (см. выше); $N_1 = 578$ (см. выше).

$$N_2 = (q_2 + q_2)\, l^3_2 l^3_3 q_3/4 = (1305 + 910)\, 1^3 + 1305 \cdot 0{,}35^3 : 4 = 568 \text{ Н};$$
$$M_b = -2{,}7/6{,}29 \cdot 578 + 1/6{,}29 \cdot 568 = -158 \text{ Н} \cdot \text{мм};$$
$$M_c = 1/6{,}29 \cdot 578 - 2{,}7/6{,}29 \cdot 568 = -152 \text{ Н} \cdot \text{мм}.$$

С учетом поправочного коэффициента (см. выше): $M_b = (-158) \times \times 1{,}833 = -290$ Н·мм; $M_c = (-152)\, 1{,}833 = -279$ Н·мм. Момент в пролете

$$M_2 = (q_2 + q_2)\, L^2_2/8 - (M_b + M_c)/2 =$$
$$= (1305 + 910)\, 1^2 : 8 - (158 + 152) : 2 = 122 \text{ Н} \cdot \text{мм}.$$

Сочетание 3

Моменты на опорах

$$M_b = M_c = -K_2N_1/K_3 + L_2N_2/K_3,$$

где $K_2 = 2{,}7$; $K_3 = 6{,}29$;

$$N_1 = N_2 = [q_1 l^3_1 + (q_2 + q_2) L^3_2]/4 =$$
$$= 1305 \cdot 0{,}35^3 + (1305 + 910)\, 1^3 : 4 = 568 \text{ Н};$$
$$M_b = M_c = -2{,}7/6{,}29 \cdot 568 + 1/6{,}29 \cdot 568 = -154 \text{ Н} \cdot \text{мм}.$$

С учетом поправочного коэффициента $M_b = M_c = (-154)\, 1{,}833 = -290$ Н·мм. Момент в пролете

$$M_2 = (q_2 + q_2)\, l^2_2/8 - M_b = (1305 + 910)\, 1^2 : 8 - 154 = 123 \text{ Н} \cdot \text{мм}.$$

Сочетание 4

Моменты на опоре от равномерно распределенной нагрузки

$$M_b = M_c = -K_2N_1/K_3 + l_2N_2/K_3,$$

где $K_2 = 2{,}7$; $K_3 = 6{,}29$;

$$N_1 = N_2 = (q_1 l^3_1 + q_2 l^3_2)/4 = (1305 \cdot 0{,}35^3 + 1305 \cdot 1^3) : 3 = 340 \text{ Н};$$
$$M_b = M_c = -2{,}7/6{,}29 \cdot 340 + 1/6{,}29 \cdot 340 = -92 \text{ Н} \cdot \text{мм}.$$

Момент от сосредоточенной нагрузки $M_b = M_c = -K_2/K_3N_1$, где $K_2 = 2{,}7$; $K_3 = 6{,}29$;

$$N_1 = 3PL^2_2/8 = 3 \cdot 3600 \cdot 0{,}35^2 : 8 = 165 \text{ Н};$$
$$M_b = M_c = -2{,}7/6{,}29 \cdot 165 = -71 \text{ Н} \cdot \text{м}.$$

Суммарный опорный момент

$$\Sigma M_b = \Sigma M_c = -92 + (-71) = -163 \text{ Н} \cdot \text{мм}.$$

Суммарный опорный момент с учетом поправочного коэффициента

$$\Sigma M_b = \Sigma M_c = (-163)\, 1{,}833 = -300 \text{ Н} \cdot \text{мм}.$$

Момент в пролете (с учетом перераспределения усилий)

$$M_2 = q_2L^2_2/8 + Pl/6 - \Sigma M_b = 1305 \cdot 1 : 8 +$$
$$+ 3600 \cdot 1 : 6 - 163 = 600 \text{ Н} \cdot \text{мм}.$$

Таким образом, решающей нагрузкой при расчете плиты-оболочки в поперечном направлении является сосредоточенная нагрузка, а расчетный момент под силой в середине средней грани равен 600 Н·мм. По этому моменту проверяем сечение армоцементной складки.

Момент от полной нормативной нагрузки

$$M_2 = 1156 \cdot 1^2/8 + 3000 \cdot 1/6 - (92/1{,}1 + 71/1{,}2) = 501 \text{ Н} \cdot \text{мм}.$$

Момент от длительно действующей части нормативной нагрузки

$$M^n_{cer} = 1156 \cdot 1^2/8 = 144 \text{ Н} \cdot \text{мм}.$$

Расчет по прочности сечения, нормального к продольной оси

Вычисляем коэффициент приведенного армирования. Сечение армировано двумя сетками № 10-1 и сварной сеткой 200/100/3/4 (рис. 2)

$$\mu_{ml} = \mu_m + \mu_s R_{sc}/R_{mc} = 0{,}0071 \cdot 2 : 2 + 0{,}0063 \cdot 375 : 235 = 0{,}0171,$$

где $\mu_s = A_{s,\,tot}/4 = 10 \cdot 0{,}126 : 2 \cdot 100 = 0{,}0063$.
Сечение рассчитываем в соответствии с п. 3.5.

Граничное значение высоты сжатой зоны по формуле (8)

$$\xi_R = \omega / [1 + \sigma_s (1 - \omega/1{,}1)/400],$$

где $\omega = 0{,}7 - 0{,}008 R_b = 0{,}7 - 0{,}008 \cdot 22{,}5 = 0{,}32$; $\sigma_s = R_m = 235$ МПа;

$$\xi_R = \frac{0{,}32}{1 + 235/400\,(1 - 0{,}32/1{,}1)} = 0{,}194.$$

Высота сжатой зоны x из условия (11)

$$x = R_m \mu_{ml} h / (R_{c1} + R_m \mu_{m1}) = 235 \cdot 0{,}0171 \cdot 2 : (26{,}5 + 235 \cdot 0{,}00171) = 0{,}263 \text{ см},$$

где $R_{c1} = R_b + R_m \mu_{m1} = 22{,}5 + 235 \cdot 0{,}0171 = 26{,}5$ МПа. Так как $\xi = x/h = 0{,}263/2 = 0{,}131 < \xi_R = 0{,}194$, несущая способность сечения, определяемая по формуле (10), равна:

$$M \leqslant R_m \mu_{m1} A_{bt} h/2,$$

где $A_{bt} = (h - x) b = (2 - 0{,}263) 100 = 174$ см²; $M = 245 \cdot 0{,}0171 \cdot 174 \times 2/2 = 699$ МПа/см² $= 700$ Н·мм. Таким образом, прочность сечения обеспечивается, так как $M = 600$ Н·мм < 700 Н·мм.

Расчет на продавливание

Расчет на продавливание от действия сил, равномерно распределенных на ограниченной площади, производим из условия

$$P \leqslant k P_m \mu_{ml} b_{cp} h.$$

При определении величин, входящих в условие, принимаем, что сосредоточенная нагрузка передается на площадке 10×10 см и

Рис. 2. Горизонтальная грань складки подвесного потолка

а — схема армирования в продольном направлении; *б* — схема армирования в поперечном направлении; *в* — схема усилий и эпюра напряжений в поперечном направлении; *г* — сечение, приведенное к стальному, в поперечном направлении

Рис. 3. Схема пирамиды продавливания

продавливание происходит по боковой поверхности пирамиды, наклонные грани которой образуют с горизонтом 45° (рис. 3).

При определении коэффициента армирования, приведенного к сетке, в растянутой зоне учитываем армирование полки плиты-оболочки в продольном направлении. Это армирование состоит из

сварной сетки, в продольном направлении которой стержни имеют меньший диаметр и расположены с большим шагом

Коэффициент армирования

$$\mu_{m1}=\mu_m+\mu_s R_c/R_m=0{,}0071+0{,}001775\ 375\ .\ 235=0{,}0099,$$

где

$$\mu_s=A_{s,\ tot}/A=5\ 0{,}71\ \ (2\ 100)=0{,}001775$$

Коэффициент K принимаем для тяжелых бетонов равным 1

Среднее арифметическое параметров верхнего и нижнего основания пирамиды продавливания равно $B_{ср}=4(10+14)/2=48$ см

Нагрузка, воспринимаемая боковой поверхностью пирамиды продавливания, равна 1,235 0,0099 48,2=223 МПа=22 300 Н/м, что больше $P=3600$ Н, следовательно, прочность на продавливание обеспечена

Расчет по образованию трещин, нормальных к продольной оси элемента

В соответствии с п 4 3 момент инерции относительно центра тяжести приведенного сечения

$$I_1=bh^3/12=100\ 2^3\ \ 12=66\ \text{см}^4.$$

Момент сопротивления сечения

$$W_0=I_1/y_{cm}=66\ .\ 1=66\ \text{см}^3.$$

Пластический момент сопротивления приведенного сечения по формуле (80) равен $W_{pl}=\gamma W_0=1{,}75\ 66=115{,}5$ см^3

Момент, воспринимаемый сечением, нормальным к продольной оси по формуле (67), равен $M_{crc}=0{,}75W_{pl}R_{bt,\ ser}=0{,}75\ 66\ 2{,}1=$ $=104$ Н мм $< M^н=501$ Н мм Следовательно, трещины будут возникать

Расчет по раскрытию трещин, нормальных к продольной оси

В соответствии с п 4 8 ширина раскрытия трещин по формуле (84)

$$a_{crc}=\eta_m\varphi_c\sigma_m S_m/E_{m1},$$

где $\eta=3{,}5$, $\varphi_c=1$ при учете кратковременных и непродолжительного действия постоянных и длительных нагрузок, $\varphi_c=1{,}5$ для бетона группы А при учете продолжительного действия постоянных и длительных нагрузок $S_m=10$ мм.

Приведенный модуль упругости арматуры по формуле (87)

$$E_{m1}=(E_m\mu_m+E_s\mu_s)/(\mu_m+\mu_s)=(1{,}5\cdot10^5\cdot0{,}0071+$$
$$+1{,}7\cdot10^5\cdot0{,}0063)\,(0{,}0071+0{,}0063)=1{,}59\cdot10^5\ \text{МПа}.$$

Напряжение σ_m для изгибаемых элементов без предварительного напряжения определяем по формуле (89)

$$\sigma_m=M/W_{s1}.$$

Момент сопротивления сечения, приведенного к стальному по формуле (91), равен:

$$W_{s1}=I_{s1}/1{,}3y_s.$$

Для определения размеров сечения, приведенного к стальному, определяем положение нейтральной оси по формуле

$$x=h-S_r/F'_r.$$

Приведенная площадь сечения

$$F'_r=F_b+F_m+E_m/E_b+F'_mE_m/E_b+F_sE_s/E_b=$$
$$=100\cdot2+0{,}71\cdot15\cdot10^4:(2{,}4\cdot10^4)+0{,}71\cdot15\cdot10^4:(2{,}4\cdot10^4)+$$
$$+1{,}26\cdot17\cdot10^4:(2{,}4\cdot10^4)=217{,}8\cdot10^2\ \text{мм}^2.$$

Статический момент относительно растянутой грани

$$S_r=0{,}5hF_b+0{,}4F_mE_m/E_b+1{,}6E'_mE_m/E_b+0{,}8F_sE_s/E_b=$$
$$=0{,}5\cdot2\cdot200+0{,}4\cdot4{,}44+1{,}6\cdot4{,}44+0{,}8\cdot8{,}9=216\cdot10^3\ \text{мм}^3.$$

Высота сжатой зоны

$$x=2-216/217{,}8=1{,}01\cdot10\ \text{мм}.$$

Размер сечения, приведенного к стальному (рис. *г*), равен:
высота сжатой зоны

$$h_{s1}=\mu_{m1(E)}x+E_bx/E_{m1}=0{,}0142\cdot1+$$
$$+24\cdot10^4\cdot1:(15{,}9\cdot10^4)=0{,}165\cdot10\ \text{мм}.$$

Коэффициент армирования

$$\mu_{m1(E)}=\mu_m+\mu_sE_s/E_m=0{,}0071+0{,}0063\cdot1{,}7\cdot10^5:(1{,}5\cdot10^5)=$$
$$=0{,}0142\cdot10\ \text{мм}.$$

Высота растянутой зоны

$$h_{s1}=\mu_{m1(E)}(h-x)=0{,}0142\cdot1=0{,}014\cdot10\ \text{мм}.$$

Для вычисления геометрических характеристик совмещаем верх сжатой зоны с верхней гранью расчетного сечения и растянутую зону с центром тяжести растянутой тканой сетки (см. рис. 49).

Вычисляем геометрические характеристики сечения, приведенного к стальному:

площадь

$$F_{s1}=h'_{s1}b+h_{s1}b=0{,}165\cdot100+0{,}014\cdot100=17{,}9\cdot10^2 \text{ мм}^2;$$

статический момент относительно нижней грани сечения

$$S_{s1}=h'_{s1}b(h-h'_{s1}/2) = 0{,}165\cdot100(1{,}6-0{,}165:2)=25\cdot10^3 \text{ мм}^3;$$

расстояние до центра тяжести

$$y_{cm}=S_{s1}/F_{s1}=25:17{,}9=1{,}4\cdot10 \text{ мм};$$

момент инерции

$$I_{s1}=(h'_{s1})^3/12+h'_{s1}b(h-y_{cm}-h'_{s1}/2)^2+h_{s1}b(y_{cm}-h_{s1}/2)^2=$$
$$=0{,}165^3\cdot100:12+0{,}165\cdot100(1{,}6-1{,}4\cdot0{,}165:2)^2+$$
$$+0{,}0142\cdot100(1{,}4-0{,}0142:2)^2=3{,}015\cdot10^4 \text{ мм}^4.$$

Момент сопротивления сечения, приведенного к стальному по формуле (97), равен:

$$W_{s1}=I_{s1}/1{,}3y_{cm}=3{,}015:(1{,}3\cdot1{,}4\cdot10)=1{,}66\cdot10^3 \text{ мм}^3.$$

Напряжение в растянутой зоне от кратковременного действия полной нагрузки по формуле (89)

$$\sigma_m=M^n/W_{s1}=50\,100:1{,}66=302 \text{ МПа};$$

от кратковременного действия постоянных и длительных нагрузок

$$\sigma_m=M^n{}_{ser}/W_{m1}=14\,400:1{,}66=86{,}7 \text{ МПа}.$$

Для определения ширины кратковременного раскрытия трещин вычисляем a_{crc1}, a_{crc2}, a_{crc3}.

Ширина раскрытия трещин от кратковременного действия полной нагрузки

$$a_{crc1}=3{,}5\cdot1\,\frac{302}{1{,}59\cdot10^5}\,10=0{,}066 \text{ мм}.$$

Ширина раскрытия трещин от кратковременного действия постоянных и длительных нагрузок

$$a_{crc2}=3{,}5\cdot1\,\frac{86{,}7}{1{,}59\cdot10^5}\,10=0{,}019 \text{ мм}.$$

Ширина раскрытия трещин от длительного действия постоянных и длительных нагрузок

$$a_{crc3}=3{,}5\cdot1{,}5\,\frac{86{,}7}{1{,}59\cdot10^5}\,10=0{,}028 \text{ мм}.$$

Кратковременная ширина раскрытия трещин по формуле (92)

$$a_{crc}=a_{crc1}-a_{crc2}+a_{crc3}=0{,}066-0{,}019+0{,}028=$$
$$=0{,}075<a_{crc1}=0{,}2 \text{ мм}.$$

Величина длительного раскрытия трещин $a_{crc3}=0{,}028$ мм $<[a_{crc2}]=$ $=0{,}15$ мм Таким образом, ширина раскрытия трещин не превышает величин, допускаемых в соответствии с табл. 1 для конструкций, относящихся ко 2-й категории трещиностойкости.

Расчет по деформациям

Прогиб изгибаемого элемента с постоянным сечением по формуле (117)

$$f=m\rho_{tot}L^2,$$

где по табл. 15 $m=(8+5)0{,}362/(2+0{,}362)48=0{,}0866$; $L=1000$ мм;

$$K=ql/P=1305\cdot 1:3600=0{,}362.$$

Полное увеличение кривизны элемента по формуле (106)

$$\rho_{tot}=\rho_5-\rho_6+\rho_7.$$

Кривизна ρ_5 по формуле (107)

$$\rho_5=M_{crc}/B_{f1}+(M^n-M_{crc})/B_{f3},$$

где $M_{crc}=104$ Н·м; $M^n=501$ Н м. Жесткость по формуле (96)

$$B_{f1}=0{,}85E_bI_1=0{,}85\cdot 2{,}4\cdot 10^4\cdot 66=134{,}6\cdot 10^4 \text{ МПа}\cdot\text{см}^4.$$

Жесткость по формуле (108)

$$B_{f3}=kE_bI_1=0{,}16\cdot 2{,}4\cdot 10^4\cdot 66=25{,}3\cdot 10^4 \text{ МПа}\cdot\text{см}^4,$$

где $k=0{,}16$ при $\mu_{m1}=1{,}71\ \% > 1{,}5\ \%$. После подстановки в формулу (107) кривизна ρ_5 равна:

$$\rho_5=10\,400/134{,}6\cdot 10^6+(50\,100-10\,400)/25{,}3\cdot 10^6=1{,}64\cdot 10^{-3} \text{ см}^{-1}.$$

Кривизна ρ_3 по формуле (112)

$$\rho_6=M_{cer}/B_{f3}=14\,400:(25{,}3\cdot 10^6)=0{,}57\cdot 10^{-3} \text{ см}^{-1}.$$

Кривизна ρ_7 по формуле (113)

$$\rho_7=M_{cer}/B'_{f3}=14\,400:(20{,}24\cdot 10^6)=0{,}71\cdot 10^{-3} \text{ см}^{-1},$$

где жесткость $B'_{f3}=0{,}8B_{f3}=0{,}8\cdot 25{,}3\cdot 10^4=20{,}24\cdot 10^4$ МПа·см^4. Полная кривизна по формуле (106) $\rho_{tot}=(1{,}647-0{,}57+0{,}71)10^{-3}=$ $=1{,}787\cdot 10^{-3}$ см$^{-1}$. Прогиб по формуле (117) $f=0{,}0866\cdot 1{,}787\cdot 10^{-3}\times$ $\times 100^2=1{,}55$ см. Прогиб с учетом перераспределения усилий $f=$ $=4/6\cdot 1{,}55=1$ см Это составляет 1/170 полного пролета складки в поперечном направлении и меньше 1/150 пролета для второстепенных элементов перекрытий.

Пример расчета трехшарнирного свода пролетом 12 м из армоцементных элементов волнистого профиля

Исходные данные. Пролет свода 12 м, стрела подъема в ключе 6 м, ширина свода 2 м. Свод используется для покрытия неотапливаемого здания, относится ко II категории трещиностойкости.

Свод изготовлен из мелкозернистого бетона класса по прочности на сжатие В30 группы А, марка по морозостойкости $F150$, марка по водонепроницаемости $W6$.

Нормативные сопротивления бетона для предельных состояний I группы (табл. 6) равны: $R_{bn}=22$ МПа — осевое сжатие; $R_{btn}=1{,}8$ МПа — осевое растяжение.

Расчетные сопротивления бетона для предельных состояний I группы (табл. 7) равны: $R_b=17$ МПа; $R_{bt}=1{,}2$ МПа.

Коэффициенты условий работы бетона равны: $\gamma_{b1}=0{,}9$ (табл. 9); $\gamma_{b5}=0{,}85$ (табл 9).

Расчетные сопротивления бетона для предельных состояний II группы (табл. 6) равны: $R_{b,ser}=22$ МПа; $R_{bt,ser}=1{,}8$ МПа.

Начальный модуль упругости мелкозернистого бетона при сжатии и растяжении определяем по табл. 10: $E_b=23\cdot10^3$ МПа.

Волнистый свод армируется: двумя слоями тканой сетки № 8-0,7 (ГОСТ 3826—82 *) по всей длине, двумя слоями тканой сетки № 10-1 (ГОСТ 3826—82*) в полках.

Расчетные сопротивления сеток для предельных состояний I группы (табл. 11) равны:

$R_m=245$ МПа — растяжение продольных проволок (при расчете по изгибающему моменту);

$R_{mw}=206$ МПа — растяжение поперечных проволок (при расчете по поперечной силе);

$R_{mc}=245$ МПа — сжатие.

Начальный модуль упругости сеток принимается по п. 2.25 $E_m=15\cdot10^4$ МПа.

Нормативное сопротивление растяжению для предельных состояний I группы $R_{sn}=390$ МПа.

Расчетные сопротивления для предельных состояний I группы равны растяжению: $R_s=335$ МПа — для расчета по изгибающему моменту; $R_{sw}=285$ МПа — для расчета по поперечной силе; $R_{sc}=355$ МПа — на сжатие.

Расчетное сопротивление растяжению для предельных состояний II группы равно: $R_{s,ser}=390$ МПа.

Начальный модуль упругости стержневой арматуры $E_s=2\times10^5$ МПа.

Расчетная схема принята в виде трехшарнирной арки волнистого постоянного сечения пролетом 12 м и высотой 6 м.

ГЕОМЕТРИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ СВОДА (рис. 1)

Сбор нагрузок

1. От собственного веса $q^{н}_{св}=\frac{1350}{8,917}=151,4$ кг/м$=1514$ Н/м $q_{св}=151,4\cdot1,1=167$ кг/м$=1670$ Н/м.

2. Снеговая нагрузка для III снегового района при $n=1,4$:

а) равномерно распределенный снег $c_1=\frac{l}{8f}=\frac{12}{8\cdot3}=0,25<0,4$, следовательно, $c_1=0,4$; $p=p_0cn\cdot2=100\cdot0,4\cdot1,4\cdot2=112$ кг/м$=$ $=1120$ Н/м;

б) неравномерный снег $f/c=6/12=1/2>1/8$, следовательно, $c_2=2,2$; $p=p_0cn\cdot2=100\cdot2,2\cdot1,4\cdot2=616$ кг/м$=6160$ Н/м.

3. Ветровая нагрузка II ветровой район, $n=1,2$ $\frac{f}{l}=0,5$, следовательно, $c_2=-1,2$; $c_3=-0,4$; $c_1=0,7$.

Расчетные ветровые давления:

$$q_1=35\cdot1\cdot0,7\cdot1,2=29,4 \text{ кг/м}^2=294 \text{ Н/м}^2;$$

$$q_2=35\cdot1(-1,2)1,2=-50,4 \text{ кг/м}^2=504 \text{ Н/м}^2;$$

$$q_3=35\cdot1(-0,4)1,2=-16,8 \text{ кг/м}^2=-168 \text{ Н/м}^2.$$

4. Подвесное оборудование

$$P=(500+100)1,2=720 \text{ кг}=7200 \text{ Н}.$$

Рис. 1. Геометрическая характеристика свода

IV. РАСЧЕТ АРМОЦЕМЕНТНОГО СВОДА ШИРИНОЙ 2 м

В соответствии со статическим расчетом для подбора сечения принято следующее сочетание усилий: $M=11{,}33$ кН·м; $N=-40$ кН; $Q=3{,}82$ кН.

Для расчета на действие поперечной силы принимаем $Q=12{,}62$ кН, действующую в опорном сечении (точка 0).

Приводим поперечное сечение свода (рис. 2) к двутавровому (рис. 3):

$$\delta=18+21{,}2/2=19{,}6 \text{ мм}; \ \beta=26^\circ; \ \sin(90-\beta)=\sin(90-64^\circ)=0{,}4384;$$

$$t_w=2\delta/\sin(90^\circ-\beta)=2\cdot 19{,}6:0{,}4384=89{,}4 \text{ мм} — \text{толщина стенки.}$$

Принимаем $t_w=90$ мм:

$$A_w=t_wh_w=90\cdot 230=20700 \text{ мм}^2 — \text{площадь стенки;}$$

$$A_{b/c}=b'_ft'_f=300\cdot 35=$$

Рис. 2. Поперечное сечение волны арки

1 — арматура верхней и нижней полки стержневая ∅ 6 А-III; *2* — тканые сетки верхней и нижней полки (два слоя № 10-1); *3* — два слоя тканой сетки стенки № 10-1

Рис. 3. Расчетное сечение свода приведенное

1 — стержневая арматура верхней и нижней полки (4 ∅ А-III); *2* — два слоя тканой сетки №10-1

$=10\,500$ мм² — площадь сечения сжатой полки;

$$A_{bft}=b_f t_f=300\cdot 35=$$

$=10\,500$ мм² — площадь сечения растянутой полки;

$$A_b=A_w+A_{bfc}+A_{bft}=20\,700+10\,500+10\,500=$$

$=41\,700$ мм² — площадь бетона в поперечном сечении.

Расчет по предельным состояниям I группы

Вычисляем коэффициенты армирования: коэффициент приведенного армирования растянутой полки

$$\mu_{mf1}=\mu_{mf}+\mu_{sf}R_s/R_m;$$

где μ_{mf} — коэффициент сетчатого армирования растянутой полки;

$$\mu_{mf}=\mu_{mf1}+\mu_{mf2}=A_{m1}/t_f+A_{m2}/t_f=2\cdot 0{,}00385\cdot 10^2\cdot 0{,}115:35+$$
$$+2\cdot 0{,}00785\cdot 10^2\cdot 0{,}091:35=0{,}00661,$$

где $\mu_{mf1}=A_{m1}/t_f$ — коэффициент сетчатого армирования растянутой полки сеткой № 8-0,7; $\mu_{mf2}=A_{m2}/t_f$ — то же, сеткой № 10-1, где A_{m1}, A_{m2} — площадь сечения сеток на единицу длины в растянутой полке соответственно № 8-0,7, №-1 (см. прил. 2 СНиП 2.03.03—85); $A_{m1}=0{,}00385\cdot10^2\cdot0{,}115=0{,}0442$ мм²/мм; $A_{m2}=0{,}00785\cdot10^2\cdot0{,}091=0{,}0714$ мм²/мм; $\mu_{sf}=A_s/A_{bft}=4\cdot0{,}283\cdot10^2/35\times300=0{,}01078$ — коэффициент армирования растянутой полки стержневой арматурой, где A_s — площадь сечения стержневой арматуры, $A_s=4\cdot0{,}283\cdot10^2=113{,}2$ мм².

Коэффициент приведенного армирования верхней растянутой полки $\mu_{mf1}=0{,}00661+0{,}01078\cdot355/245=0{,}0222$. Коэффициент приведенного армирования сжатой полки μ'_{mf1}.

Так как армирование симметричное, $\mu'_{mf1}=\mu_{mf1}=0{,}0222$, где $\mu=0{,}01973$ — коэффициент приведенного армирования стенки;

$$\mu_{mw}=A_{mw}/t_w=4\cdot0{,}00385\cdot10^2\cdot0{,}115:39{,}9=0{,}0045,$$

где A_{mw} — площадь сечения сеток на единицу длины в стенке.

Эксцентриситет продольной сжимающей силы от всей расчетной нагрузки

$$e_0=M/N=1\,130\,000:\ 40\,000=298\ \text{мм}>e_a,$$

где e_a — случайный эксцентриситет, обусловленный не учтенными в расчете факторами (п 3.15).

Значение e_a принимается равным:

$$e_a=l_a/600=8{,}917:600=0{,}015\ \text{м}=15\ \text{мм},$$

где l_a — *длина части элемента между точками закрепления;*

$$e_a=h/30=300:30=10\ \text{мм};$$

h — высота сечения элемента.

Принимаем $e_0=1048$ мм. Учет влияния прогиба элемента (п. 3.16), формула (29)

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

Условная критическая сила

$$N_{crt}=\frac{6{,}4E_b}{l_0^2}\left[\left(\frac{0{,}11}{0{,}1+\alpha_1}+0{,}1\right)I/\varphi_e+\alpha I_{m1}\right],$$

Момент инерции бетонного сечения относительно центра масс бетонного сечения

$$I=\frac{300\cdot35^3}{12}\,2+300\cdot35\left(150-\frac{35}{2}\right)^2 2+\frac{90\cdot230^2}{12}=$$
$$=46\,208\cdot10^4\ \text{мм}^4.$$

Момент инерции всей арматуры относительно центра масс бетонного сечения

$$I_{m1}=E_sI_s/E_m+I_{mf1}+I_{mf},$$

где I_s, I_{mf1}, I_{mf} — моменты инерции соответственно стержневой арматуры, сетчатой арматуры верхней полки, сетчатой арматуры нижней полки, равные:

$$I_{mf1}=I_{mf}=2\cdot10^5/15\cdot10^4\cdot2\cdot113,2\,(150-35/2)^2+$$
$$+2\cdot0,00661\cdot10\,500\left(150-\frac{35}{2}\right)^2=7\,736\,630\ \text{мм}^4.$$

Коэффициент, учитывающий влияние длительного действия нагрузки на прогиб элемента в предельном состоянии, равен:

$$\varphi_e=1+\beta M_{1e}/M_1 \text{ при } \beta=1,3.$$

Моменты внешних сил относительно оси M_1 и M_{1e}, проходящей через растянутую грань сечения от действия полной нагрузки и от действия постоянной и длительной нагрузки, равны:

$$M_1=\text{полная}+N(h_0-a')/2=11,33+10,81\,(0,3-0,018)/2=11,33+$$
$$+1,52=12,85\ \text{кН}\cdot\text{м};$$
$$M_{1e}=0,2+0,3\cdot5,93+(8,22+0,3\cdot6,89)\,(0,3-0,018)/2=0,2+1,78+$$
$$+1,45=3,43\ \text{кН}\cdot\text{м}.$$

После подстановки коэффициенты равны:

$$\varphi_e=1+3,43/12,85\cdot1,3=1,35;$$
$$\alpha_1=e_0/h=104,8/300=3,49>\alpha_{1min}=0,02515,$$

где $\alpha_{1min}=0,5-0,01l_0/h-0,01R_b=0,5-0,01\cdot10\,344/300-0,01\cdot17\cdot0,9\times\times0,85=0,5-0,3448-0,13005=0,02515$. Расчетная длина $l_0=0,58l_a=0,58\cdot8917=5172$ мм. Принимаем $\alpha_1=3,49$. Отношение модуля упругости сетчатой арматуры E_m и бетона E_b равно:

$$\alpha=E_m/E_b=15\cdot10^4:(23\cdot10^3)=6,52.$$

Критическая сила

$$N_{crt}=\frac{6,4\cdot23\cdot10^3}{5172}\left[\frac{46\,208\cdot10^4}{1,35}\left(\frac{0,11}{0,1+3,49}+0,1\right)+\right.$$
$$\left.+6,52\cdot7\,736\,630\right]=1,309\cdot10^5\ \text{МПа/мм}^2=130,9\ \text{кН}.$$

Коэффициент увеличения эксцентриситета $\eta=1/(1-40/130,9)=1,44$.

Эксцентриситет расчетной силы с коэффициентом, учитывающим влияние продольного изгиба, равен: $e_c=e_0\cdot\eta=29,8\cdot1,44=43$ см.

Для определения, по какому случаю следует рассчитывать внецентренно сжатое сечение, определяем предельное отношение x/h. Предельное отношение x/h по формуле (8)

$$\xi_R=\omega/[1+\sigma_s(1-\omega/1,1)/\sigma_{sc,u}].$$

Характеристика сжатой зоны для внецентренно сжатого сечения по формуле (9) $\omega=0,5-0,008R_b=0,5-0,008\cdot17\cdot0,9\cdot0,85=0,396$. Напряжение в арматуре $\sigma_s=R_s=355$ МПа; предельное напряжение в арматуре сжатой зоны $\sigma_{sc,u}=500$ МПа (СНиП 2.03.01—84, п. 3.12)

После подстановки величин в формулу (8) получим $\xi_R=$ $=0,396/1+355/500(1-0,396/1,1)=0,27$. Эксцентриситет продольной силы N относительно нижней растянутой грани

$$e_t=e_c+y_{cm}=43+15=58 \text{ см}.$$

Эксцентриситет продольной силы N относительно сжатой полки

$$e'=e_t-h+t_f/2=58-30+1,5:2=29,5 \text{ см}.$$

Коэффициент γ_1 по формуле (48)

$$\gamma_1=(e_t-h)(b'_f t'_f-t_w t'_f)-t_w(t'_f)^2/2+b'_f(t'_f)^2/2=$$
$$=(58-30)(30\cdot3,5-9\cdot3,5)-9\cdot3,5^2:2+3\cdot3,5^2:2=2023,2.$$

Коэффициент γ_2 по формуле (48)

$$\gamma_2=\gamma_1\mu_{mw}+b'_f t'_f(\mu_{mc1}-\mu_{mw})e'=0,0071\cdot2023,2+$$
$$+30\cdot3,5(0,0222-0,0071)33,2=66,8.$$

Коэффициент γ_3 по формуле (49)

$$\gamma_3=t_w\mu_{mw}(he_t-h^2/2-t_f e_t+t^2_f/2)+b_f t_f\mu_{mf1}(e_t-t_f/2)=$$
$$=9\cdot0,0071(30\cdot58-30:2-3,5\cdot58+3,5^2:2)+$$
$$+30\cdot3,5\cdot0,0222(58-35:2)=201.$$

После подстановки полученных величин в формулу (47) получим

$$x=(58-30)\pm$$
$$\pm\sqrt{(58-30)^2-\frac{170\cdot0,9\cdot0,85\cdot2023,2+2400\cdot66,8-2400\cdot201}{0,5\cdot9(170\cdot0,9\cdot0,85+2\cdot2400\cdot0,0071)}}=$$
$$=-28+29 \qquad x=1 \text{ см}.$$

Поскольку отношение высоты сжатой зоны $x/h=0,033<\xi_R=0,27$; $x=10$ мм, $t'_f=35$ мм, прочность внецентренно сжатого сечения по формуле (38) равна:

$$N'_e=R_m\mu_{mw1}A_w(h_w+t_f)/2+R_m\mu_{mf1}A_f[h-(t_f+t'_f)/2]=$$
$$=245\cdot0,0071\cdot20\,700(230+35):2+245\cdot0,0222\cdot10\,500\times$$
$$\times300-(35+35):2=19\,930\,000 \text{ Н}\cdot\text{мм}.$$

Прочность сечения $N=19\,930\,000/295=67\,500$ Н$=67,5$ кН. Прочность сечения обеспечена, так как $N=67,5>40$ кН.

Расчет по прочности сечений, наклонных к продольной оси элемента, производится по сжатому бетону между трещинами по формуле (57):

$$Q \leqslant 0{,}3\varphi_{w1}\varphi_{b1}R_b b h_w.$$

Коэффициент, учитывающий влияние поперечных и продольных проволок сеток по формуле (58), равен:

$$\varphi_{w1} = 1 + 5E_m\mu_{mw1}/E_b = 1 + 5 \cdot 15 \cdot 10^4 : (23 \cdot 10^3 \cdot 0{,}002) = 1{,}065.$$

Коэффициент приведенного армирования стенки при расчете на поперечную силу по формуле (63)

$$\mu_{mw1} = A_{mw}/(t_w h_w) + A_{sw}(R_{sw}/(h_w t_w R_{mw}) = 0{,}002.$$

Поперечные стержни, пересекающие наклонную трещину, отсутствуют. Коэффициент φ_{b1} по формуле (59) $\varphi_{b1} = 1 - 0{,}01R_b = 1 - 0{,}01 \cdot 17 \cdot 0{,}9 \cdot 0{,}85 = 0{,}987$. Максимальная поперечная сила в опорном сечении $Q = 12{,}62$ кН.

После подстановки величин в формулу (57) получим $0{,}3\varphi_{w1} \times \varphi_{b1}R_b b h_w = 0{,}3 \cdot 1{,}065 \cdot 0{,}987 \cdot 17 \cdot 0{,}9 \cdot 0{,}85 \cdot 90 \cdot 230 = 82\,278$ МПа/мм^2 = $= 82{,}3$ кН $> Q = 12{,}62$ кН, т. е. условие выполнено.

Расчет прочности сечений, наклонных к продольной оси, выполняем по формуле (60).

Поперечная сила, воспринимаемая поперечными проволоками сетки, пересекающих наклонную трещину, по формуле (61). Проекция наклонной трещины (угол наклона трещины принимается равным 45°) $a_q = 230$ мм.

Интенсивность армирования элемента поперечными проволоками сеток в пределах наклонной трещины по формуле (62)

$$q_{mw} = R_{mw}\mu_{mw1}t_w/\sin(90 - \beta) = 206 \cdot 0{,}002 \cdot 90 : 0{,}4384 =$$
$$= 84{,}6 \text{ МПа} = 8460 \text{ Н/м}.$$

Угол наклона стенки к вертикальной оси сечения $\beta = 64°$; $\sin(90 - 64) = \sin 26 = 0{,}4384$. Поперечная сила $Q_m = 8460 \cdot 0{,}23 = 1946$ Н $= 1{,}95$ кН.

Поперечная сила, воспринимаемая бетоном сжатой зоны в наклонном сечении для внецентренно сжатого элемента по формуле (64), равна:

$$Q_b = 0{,}75R_{bt}t_w h^2_w/a_q = 0{,}75 \cdot 1{,}2 \cdot 0{,}9 \cdot 0{,}85 \cdot 90 \cdot 230^2 : 230 =$$
$$= 14\,300 \text{ МПа} \cdot \text{мм}^2 = 14{,}3 \text{ кН}.$$

Прочность по наклонному сечению по формуле (60) $Q = 12{,}62 < Q_m + Q_b = 1{,}95 + 14{,}3 = 16{,}25$ кН. Условие выполнено.

Расчет по предельным состояниям II группы

Расчет внецентренно сжатого элемента по образованию нормальных трещин производим из условия (66): $M_n \leqslant M_{crc}$.

Момент внешних сил по формуле (71)

$$M_n = N(e_c - r_n).$$

Момент, воспринимаемый нормальным сечением при образовании трещин по формуле (67), равен:

$$M_{crc} = R_{bt,\,ser} W_{crc} \pm M_{shr}.$$

Коэффициенты приведенного армирования с учетом отношения модулей упругости равны:

$$\mu_{mf1(E)} = \mu'_{mf1(E)} = \mu_{mf} + \mu_{sf} E_s / E_m =$$
$$= 0{,}00661 + 0{,}01078 \cdot 20 \cdot 10^4 : (15 \cdot 10^4) = 0{,}021;$$
$$\mu_{mw} = \mu_{mw(E)} = 0{,}002.$$

Приведенная площадь сечения

$$A_1 = b'_f t'_f (1 + \alpha \mu'_{mf1(E)}) + b_f t_f (1 + \alpha \mu_{mf1(E)}) + t_w h_w (1 + \alpha \mu_{mw(E)}) =$$
$$= 2 \cdot 300 \cdot 35 (1 + 6{,}52 \cdot 0{,}021) + (1 + 6{,}52 \cdot 0{,}002) 90 \cdot 230 = 44\,900 \text{ мм}^2.$$

Так как армирование симметричное, $y_{cm} = 150$ мм. Момент инерции сечения относительно центра масс приведенного сечения

$$I_1 = 2 \left[\frac{b_f t_f^3}{12} + b_f t_f (h - y_{cm} - t_f/2)^2 \times \right.$$
$$\left. \times (1 + \alpha \mu_{mf1(E)}) + \frac{t_w h_w^3}{12} (1 + \alpha \mu_{mw(E)}) \right. =$$
$$= 2 [300 \cdot 35^3 : 12 + 300 \cdot 35 (300 - 150 - 35 : 2)^2] (1 + 6{,}52 \cdot 0{,}021) +$$
$$+ 90 \cdot 230^3 : 12 (1 + 6{,}52 \cdot 0{,}002) = 51\,404 \cdot 10^4 \text{ мм}^4.$$

Момент сопротивления сечения $W_1 = I_1 / y_{cm} = 51\,404 \cdot 10^4 / 150 = 3427 \times \times 10^3$ мм^3. Расстояние от центра масс приведенного сечения до ядровой точки, наиболее удаленной от растянутой зоны, трещинообразование которой проверяется по формуле

$$r_n = \varphi W_1 / A_1,$$

где $0{,}7 \leqslant \varphi = 1{,}6 - \sigma_b / R_{b\,ser} \leqslant 1$. Максимальное напряжение в сжатом бетоне, вычисляемое как для упругого тела по приведенному сечению, равно:

$$\sigma_b = N/A_1 + M/W_1 = 10{,}81 : 44\,900 + 11{,}33 : (3427 \cdot 10^3) =$$
$$= 0{,}0274 \cdot 10^{-2} \text{ кН/мм}^2 = 27{,}4 \text{ МПа};$$
$$\varphi = 1{,}6 - 27{,}4/22 = 0{,}655 < 0{,}7.$$

Принимаем $\varphi = 0{,}7$; $r_n = 0{,}7 \cdot 3427 \cdot 10^3 / 44\,900 = 53{,}4$ мм.

Момент относительно ядровой точки $M_n = N(e_c - r_n) = 10{,}81(11{,}42 - 53{,}4) = 11\,710$ кН·мм $= 11{,}77$ кН·м.

Момент сопротивления приведенного сечения для крайнего растянутого волокна с учетом неупругих деформаций растянутого бетона по формуле (79)

$$W_{crc} = [0{,}292 + 0{,}75(\gamma_1 + 2\alpha\mu_{mf1(E)}) + 0{,}075(\gamma_2 + 2\alpha\mu'_{mf1(E)})]t_w h^2 =$$
$$= (0{,}292 + 0{,}75(0{,}272 + 2\cdot 0{,}021\cdot 6{,}52) + 0{,}075(0{,}544 + 2\cdot 0{,}021\cdot 6{,}52)\times$$
$$\times 90\cdot 300^2 = 6\,172\,200 \text{ мм}^3,$$

где

$$\gamma_1 = (b_f - t_w)t_f/(t_w h) = (300 - 90)35 : (90\cdot 300) = 0{,}272;$$
$$\gamma_2 = 2(b'_f - t_w)t'_f/(t_w h) = 2(300 - 90)35 : (90\cdot 300) = 0{,}544;$$
$$\alpha = E_m/E_b = 6{,}52.$$

Момент усилия N_{shr}, вызванного усадкой армоцемента, относительно той же оси, что и для определения M:

$$M_{shr} = N_{shr}(e_{cp} + r_n).$$

Усилие усадки по формуле (60)

$$N_{shr} = \sigma_{shr}(\mu_{mf1(E)}A_{cf} + \mu_{mf1(E)}A_{wt} + \mu_{mf1(E)}A_{ft}).$$

Напряжение в сетке, вызванное усадкой бетона σ_{shr}, равное 45 МПа (для мелкозернистого бетона группы А класса В30, подвергнутого тепловой обработке), равно:

$$N_{shr} = 45(0{,}021\cdot 10\,500 + 0{,}021\cdot 10\,500 + 0{,}002\cdot 20\,700) =$$
$$= 21\,700 \text{ МПа/мм}^2 = 21{,}7 \text{ кН}.$$

Эксцентриситет силы N_{shr} относительно центра масс приведенного сечения по формуле (70)

$$e_{cp} = (\mu_{mf1(E)}A_{ft}y_t + \mu_{mw1(E)}A_{wt}y_t - \mu'_{mf1(E)}A_{cf}y_c)/(\mu_{mf1(E)}A_{ft} +$$
$$+ \mu_{mw1(E)}A_{wt} + \mu'_{mf1(E)}A_{cf}),$$

где $y_t = y_c$, $y_w = 0$, следовательно, $e_{cp} = 0$; y_t, y_w, y_c — расстояния от центра масс приведенного сечения до центров масс сечений соответственно растянутой полки, вертикальной стенки и сжатой полки.

Момент от усадки $M_{shr} = N_{shr}r_n = 21{,}7\cdot 53{,}4 = 1159$ кН·мм $= 1{,}16$ кН·м.

Момент, воспринимаемый сечением при образовании трещины по формуле (67), равен: $M_{crc} = 1{,}8\cdot 6\,172\,200\cdot 10 - 1{,}16 = 9{,}9$ кН·м, так как $M_n = 11{,}77$ кН·м $> M_{crc} = 9{,}9$ кН·м.

Рис. 4. Сечение свода, приведенное к стальному

Трещины в бетоне раскрываются. Ширину раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента, при комбинированном армировании определяем по формуле (85)

$$a_{crc} = \varphi\varphi_c \eta_m \gamma_m \frac{\sigma_m}{E_m} 20(3{,}5 - 100\,\mu_{mt1}) \sqrt[3]{d_s},$$

$\varphi = 1$ — внецентренно сжатый элемент, $\varphi_e = 1$ — при кратковременных нагрузках и кратковременном действии нагрузок; $\varphi_e = 1{,}5$ — при длительном действии нагрузок для мелкозернистого бетона группы А; $\gamma = 1{,}5$, так как $\mu_{mt} > 2$ %; $\eta_m = 1$, так как сетки тканые.

Приведенный модуль упругости арматуры по формуле (87)

$$E_{m1} = (E_m\mu_m + E_s\mu_s)/(\mu_m + \mu_s) = (15 \cdot 10^4 \cdot 0{,}00661 + \\ + 2 \cdot 10^5 \cdot 0{,}01078) : (0{,}00661 + 0{,}01078) = 18{,}1 \cdot 10^4 \text{ МПа}.$$

Для вычисления ширины раскрытия трещины приводим сечение к стальному (рис. 4).

Для определения положения нейтральной оси в момент трещинообразования вычисляем статический момент площади таврового сечения (без полок в растянутой зоне) относительно нижней грани.

Статический момент сечения

$$S^{\text{т}}_b = b'_f t_f (h - t'_f/2)(1 + \alpha\mu'_{mf1(E)}) + [t_w(h_w - t_f) \times \\ \times (h_w + t_f/2](1 + \alpha\mu_{mw1(E)}) = 300 \cdot 35(300 - 35 : 2)(1 + 6{,}52 \cdot 0{,}021) + \\ + [90(230 + 35)(230 + 35) : 2](1 + 6{,}52 \cdot 0{,}002) = 6\,573\,700 \text{ мм}^3.$$

Приведенная суммарная площадь таврового сечения

$$A^{\text{т}}_1 = b'_f t'_f (1+\alpha\mu'_{mf1(E)}) + t_w (h_w + t_f)(1+\alpha\mu_{mw1(E)}) =$$
$$= 300\cdot 35(1+6{,}52\cdot 0{,}021) + 90(230+35)(1+6{,}52\cdot 0{,}002) =$$
$$= 36\,100 \text{ мм}^2.$$

Приведенная площадь уширений растянутой полки

$$A_{ym} = (b_f - t_w)(1+\alpha\mu_{mf1(E)})t_f = (300-90)(1+$$
$$+6{,}52\cdot 0{,}021)35 = 8360 \text{ мм}^2.$$

Высоту сжатой зоны в момент трещинообразования определяем по формуле (78)

$$h - x = S^{\text{т}}_{b1}/(A^{\text{т}}_1 + A_1 y_m/2) = 6\,573\,700 : (36\,100+$$
$$+8360 : 2) = 163{,}2 \text{ мм};$$
$$x = h - 163{,}2 = 300 - 163{,}2 = 136{,}8 \text{ мм} = 137 \text{ мм}.$$

Момент инерции сжатой зоны сечения относительно нулевой линии

$$I_1 = \frac{b'_f (t'_f)^3}{12} + b'_f t'_f (x - t'_f/2)^2 \times (1+\alpha\mu'_{mf1(E)}) +$$
$$+ \frac{t_w (x - t'_f)^3}{12} + t_w (x - t'_f)\left(\frac{x - t'_f}{2}\right)^2 (1+\alpha\mu_{mw1(E)}) =$$
$$= 300\cdot 35^3 : 12 + 300\cdot 35(137 - 35 : 2)^2(1+6{,}52\cdot 0{,}021) +$$
$$+ 90(13{,}7 - 35)^3 : 12 + 90(137-35)[(137-35) : 2]^2 \times$$
$$\times (1+6{,}52\cdot 0{,}002) = 203\,942\,800 \text{ мм}^4.$$

Статический момент растянутой части сечения относительно нулевой линии равен:

$$S_{f1} = b_f t_f (h - x - t_f/2)(1+\alpha\mu_{mf1(E)}) + t_w (h_w + t_f - x)^2 \times$$
$$\times (1+\alpha\mu_{mw1(E)})/2 = 300\cdot 35(300 - 137 - 35 : 2)(1+6{,}52\cdot 0{,}021) +$$
$$+ 90(230+35-137)^2(1+6{,}52\cdot 0{,}002) : 2 = 2\,483\,820 \text{ мм}^3.$$

Момент сопротивления приведенного сечения с учетом неупругих деформаций растянутого бетона по формуле (76)

$$W_1 = 2I_1/(h-x) + S_1 = 2\cdot 203\,942\,800 : 163 +$$
$$+ 2\,483\,820 = 4\,986\,190 \text{ мм}^3.$$

Расстояние от центра масс до ядровой точки

$$r = W_1/A_1 = 4\,986\,190 : 44\,900 = 111{,}1 \text{ мм}.$$

Размеры сечения, приведенного к стальному (рис. 4):

$$t_{sf1} = \mu_{mf1(E)} t_f = 0{,}021\cdot 35 = 0{,}74 \text{ мм};$$
$$t_{swt1} = \mu_{mw1(E)} t_w = 0{,}002\cdot 90 = 0{,}18 \text{ мм};$$
$$t'_{sf1} = \mu'_{mf1(E)} t'_f + t'_f E_b/E_m =$$
$$= 0{,}021\cdot 35 + 35\cdot 23\cdot 10^3 : (15\cdot 10^4) = 6{,}1 \text{ мм};$$

$$t'_{swc1}=\mu_{mw1(E)}t_w+t_wE_b/E_m=$$
$$=0{,}002\cdot 90+90\cdot 23\cdot 10^3:(15\ 10^4)=14\ \text{мм};$$
$$h_s=h-(t'_f+t_f)/2=300-(35+35):2=265\ \text{мм};$$
$$x_1=x-t'_f/2=137-35:2=119{,}5\ \text{мм}.$$

Расстояние до центра масс сечения, приведенного к стальному, равно:

$$y_c=S_1/A_1=[b'_ft'_{sf1}h_1+t_{swc1}x_1(h_1-x_1/2)+$$
$$+t_{swt1}(h_1-x_1)^2/2]/[b'_ft'_{sf1}+t'_{swc1}x_1+t_{swt1}(h_1-x_1)+b_ft_{sf1}]=$$
$$=[300\cdot 6{,}1\cdot 265+1{,}4\cdot 119{,}5(265-119{,}5:2)+0{,}18\times$$
$$\times(265-119{,}5)^2:2]:[300\cdot 6{,}1+1{,}4\cdot 119{,}5+0{,}18(265-119{,}5)+$$
$$+300\cdot 0{,}74]=221\ \text{мм}.$$

Момент инерции сечения, приведенного к стальному, равен:

$$I_{s1}=b'_ft'_{sf1}(h_1-y_c)^2+t_{swc1}x^3_1/12+t_{swc1}x_1(h_1-x_1/2-y_c)^2+$$
$$+t_{swt1}(h_1-x_1)^3/12+t_{swt1}(h_1-x_1)[y_c-(h_1-x_1)/2]^2+$$
$$+b_ft_{sf1}y^2_c=300\cdot 6{,}1(265-221)^2+1{,}4\cdot 119{,}5^3:12+1{,}4\cdot 119{,}5\times$$
$$\times(265-119{,}5:2-221)^2+0{,}18(265-119{,}5)^3:12+$$
$$+0{,}18(265-119{,}5)[221-(265-119{,}5):2]^2+$$
$$+300\cdot 0{,}74\cdot 221^2=1741\cdot 10^4\ \text{мм}^4.$$

Момент сопротивления сечения, приведенного к стальному по формуле (91), равен:

$$W_{s1}=I_{s1}/1{,}3y_c=1741\cdot 10^4:(1{,}3\cdot 221)=60{,}6\cdot 10^3\ \text{мм}^3.$$

Напряжение в арматуре по формуле (90) $\sigma_m=N_{tot}(e_{c\ tot}\pm r)/W_{s1}$. Равнодействующая продольной силы равна N, так как усилие предварительного обжатия равно нулю.

Ширина непродолжительного раскрытия трещин определяется по формуле (92)

$$a_{crc}=a_{crc1}-a_{crc2}+a_{crc3}.$$

Для определения ширины раскрытия трещин от непродолжительного действия всей нагрузки a_{crc1} по формуле (85) вычисляем: при $M^н_1=8{,}75$ кН·м, $N^н_1=-35{,}81$ кН; $e_c=8{,}75/35{,}81=0{,}244$ м $=$ $=244$ мм; $e_{c,\ tot}=e_0\eta=244\cdot 1{,}44=351{,}4$ мм;

$$\sigma_{m1}=N(e_{c\ tot}-r)/W_{s1}=$$
$$=35{,}81(351{,}4-111{,}1):(60{,}6\cdot 10^3)=141{,}9\ \text{МПа}.$$

Ширина раскрытия трещин по формуле (85)

$$a_{crc1}=1\cdot 1\cdot 1{,}5\cdot 1\,\frac{141{,}9}{18{,}1\cdot 10^4}\,20(3{,}5-100\cdot 0{,}02\sqrt[3]{6}=0{,}064\ \text{мм}.$$

Ширина раскрытия трещин от постоянных и длительных нагрузок при их непродолжительном действии равна: $M_2=6{,}45$ кН·м; $N_2=28{,}90$ кН.

Эксцентриситет $e_c = M_2/N_2 = 6{,}45/29{,}9 = 0{,}223$ м $= 223$ мм; $e_{c,tot} = 223 \cdot 1{,}44 = 321$ мм.

Напряжение $\sigma_{m2} = 28{,}9(321 - 111{,}1)/60{,}6 \cdot 10^3 = 100$ МПа;

$$a_{crc2} = 1 \cdot 1 \cdot 1{,}5 \cdot 1 \frac{100}{18{,}1 \cdot 10^4} 20 \cdot 1{,}5 \sqrt[3]{6} = 0{,}044 \text{ мм}.$$

Ширина продолжительного раскрытия трещин от действия постоянных и длительных нагрузок равна: $a_{crc3} = 1{,}5 a_{crc2} = 1{,}5 \times 0{,}044 = 0{,}06$ мм.

Кратковременное раскрытие трещин равно:

$$a_{crc} = a_{crc1} - a_{crc2} + a_{crc3} = 0{,}064 - 0{,}044 + 0{,}06 = 0{,}08 \text{ мм}.$$

Кратковременное раскрытие трещин не превышает допустимого раскрытия по табл. 1: $a_{crc} = 0{,}08 < [a_{crc1}] = 0{,}1$ мм.

Длительное раскрытие трещин равно допускаемому длительному раскрытию трещин (табл. 1) при применении оцинкованной сетки.

ПРИЛОЖЕНИЕ 6

Примеры технологии изготовления армоцементных конструкций

Изготовление армоцементных плит-оболочек методом стационарного виброштампования

Сравнительно небольшие в плане армоцементные конструкции площадью до 20 м² с развитыми ребрами и сложным армированием оболочки, например панели-оболочки подвесного потолка, целесообразно изготавливать методом стационарного виброштампования в двойной опалубке, разработанным в НИИСКе Госстроя СССР. Плита подвесного потолка представляет собой пологую длинную цилиндрическую оболочку, ограниченную по длине торцевыми диафрагмами, а по ширине — бортовыми элементами, вытянутыми в горизонтальном направлении. Такое очертание и размеры вызваны технологическими и эксплуатационными требованиями к устройству проходного чердака.

Плита-оболочка (рис. 1) имеет следующие размеры: длина 5,79 м, ширина 2,31 м, высота 0,3 м, толщина плиты 20 мм и армируется частыми сетками сварной сеткой и сварными каркасами. Плита изготавливается из мелкозернистого бетона группы А или Б,

---

* Технологию изготовления и конструкцию армоцементных плит-оболочек разработали в НИИСКе (канд. техн. наук В. Д. Галич, В. П. Овчар).

а)
500
1310
500
1915
1960
1915
5790
110
2090
2310
110
1 - 1
20
300
50
30
30
50
5790
2 - 2
Узел 1
Узел 2
300
120
110
2090
110
2310
250
7
65
80
40
1
2
б)
65
7
250
10
80
40
110
50
80
20
30
50
в)
300
600
1310
500
2310

Рис. 1. Плита-оболочка подвесного потолка

а — опалубочный чертеж; *б* — деталь установки монтажной петли; *в* — схема армирования торцевого ребра

Рис. 2. Плитка-складка подвесного потолка

а — опалубочный чертеж; *б* — схема армирования

нижняя поверхность плиты окрашивается паронепроницаемой масляной или синтетической краской. Поле плиты-оболочки армируется пакетом, состоящим из одной сварной и двух тканых сеток. Проектное положение тканых сеток обеспечивалось применением разделительных сварных сеток. Бортовые элементы армируются пространственными каркасами, диафрагмы — плоскими каркасами. Для съема изделий с матрицы и последующих монтажных операций в торцах панелей-оболочек предусмотрены потайные петли. В бортовых элементах предусмотрены также закладные изделия для приварки к полкам ригелей и для крепления к панелям светильников.

Арматурные каркасы ребер свариваются на шаблоне в пространственный каркас. Защитный слой фиксируют скрутками, оставляемыми при вязке пакета сеток, предварительной раскладкой подстилающего слоя бетонной смеси, фиксаторами конструктивных сеток.

Формы оснастки состоят из комплекта металлических матриц и пуансонов. Доборные плиты половинной ширины могут размещаться по две в матрице с клиновой извлекаемой после формования перегородкой. Отверстия в плитах образуют вкладышами на матрицах. В верхних частях формы предусматривают участки для удаления избытка бетонной смеси.

Мелкозернистую бетонную смесь равномерно распределяют по матрице. Для получения ровной верхней поверхности при укладке необходимо дополнительное уплотнение смеси вибропрофилером. Поверх смеси устанавливают пуансон и пригруз, обеспечивающий удельное давление порядка 10^{-2} МПа.

Виброштампование на площадке с частотой 50 Гц и амплитудой не менее 0,4 мм производят до полной посадки пуансона на матрицу, но не менее 90 с. Затем снимают пригруз, удаляют избыток смеси, выдавленный сквозь центральную прорезь пуансона, а форму с изделием помещают в пропарочную камеру. Режим тепловой обработки в двойной опалубке аналогичен кассетному производству.

На посту распалубки, после снятия пуансона, плита-оболочка с помощью траверсы извлекается из формы-матрицы и укладывается в штабель с прокладками по углам. Транспортируют плиты в контейнерах с откидными опорами.

Трехгранная складчатая плита подвесных потолков (рис. 2) более удобна для прохода по ним и устройства световых проемов. Средняя горизонтальная грань плиты-складки имеет ширину 1 м. Опалубочные размеры плиты приняты в соответствии с технологическими требованиями изготовления виброштампованием.

Плита-складка имеет форму и размеры: длина 5,8 м, ширина

2,4 м, высота 0,3 м, толщина оболочки 20 мм, угол наклона боковых граней около 23°.

Вид арматурных элементов плиты-складки, классы стали и бетона аналогичны описанным выше для плиты-оболочки.

Изготовление методом скользящего виброштампования

Армоцементные конструкции панелей-перегородок шириной до 3 м плоские (рис. 3) или криволинейные, с развитыми окаймляющими ребрами, подкрепленные иногда невысокими поперечными ребрами, а также плиты-оболочки покрытий сводчатые (рис. 4) целесообразно изготавливать методом скользящего виброштампования (вибропрофилирования).

В зависимости от размеров эти конструкции изготавливают на стендовых или агрегатно-поточных технологических линиях, соответственно в неподвижных или перемещаемых формах, а формующие машины либо их рабочие органы перемещаются по направляющим форм или поста формования.

Конструкции армоцементных перегородок разработаны для применения в одноэтажных и многоэтажных промышленных зданиях.

Панели могут устанавливаться вертикально и горизонтально. При вертикальной раскладке, которая является основным решением, нижний конец панели закрепляется в полу, а верхний опирается на железобетонный или металлический прогон, прикрепляемый к колоннам или покрытию (перекрытию).

Наибольшее распространение получили ребристые одинарные панели перегородок. Разработаны перегородки шириной 1 и 1,5 м по два типоразмера для каждой ширины.

Перегородки шириной 1 м имеют размеры (рис. 3): 1-й типоразмер — общая высота 2,5—7,2 м, высота продольных ребер — 100 мм, высота поперечных ребер, расположенных с шагом 1,5 м, — 40 мм; 2-й типоразмер — общая высота 7,3—12 м, высота продольных ребер — 200 мм, поперечные ребра — такие же. Толщина полки везде 20 мм.

Перегородки шириной 1,5 м имеют размеры: 1-й типоразмер — общая высота 2,5—7,2 м, высота продольных ребер — 120 мм, высота поперечных треугольных ребер, расположенных с шагом 1,5 м, — 40 мм; 1-й типоразмер — общая высота 7,4—12 м, высота продольных ребер — 200 мм, поперечные ребра — такие же. Толщина полки везде 20 мм.

Изготовление панелей перегородок производится методом скользящего виброштампования, при котором тканая сетка полок укладывается в проектное положение в процессе формования изделий без дополнительных фиксаторов.

Рис. 3. Плита перегородок промышленных зданий

Рис. 4. Плита-оболочка для сводчатых зданий

Для съема панелей с формы в продольных ребрах предусматриваются монтажные трубки. Для соединения панелей друг с другом по высоте в продольных ребрах предусмотрены закладные пластины, приваренные к арматурным элементам поперечных ребер.

Для армирования полки панелей применяется тканая сетка № 10-1 (ГОСТ 3826—82*); продольные ребра армируются плоскими сварными каркасами из стали класса А-III (для продольных стержней) и класса В-I (для поперечных стержней); поперечные ребра армируются отдельными стержнями из стали класса В-I.

Бетон панелей перегородок мелкозернистый группы А или Б класса В30.

Для универсальных складских сводчатых зданий сельскохозяйственного назначения пролетами 18, 21 и 24 м и стрелой подъема соответственно 9,7 и 6 м разработаны армоцементные плиты-оболочки (рис. 4). Плиты представляют собой пологую короткую цилиндрическую оболочку, наружная поверхность которой описана по дуге радиусом 14,69 м. По длинным сторонам плита обрамлена продольными ребрами постоянной высоты, по короткой — наклонными торцевыми ребрами. Тонкостенная армоцементная полка толщиной 15 мм подкреплена поперечными ребрами, расположенными с шагом 1 м. Размеры плиты-оболочки: длина 12 700 мм, ширина 2980 мм, стрела подъема 1730 мм. Продольные ребра имеют трапецеидальное сечение, ширина понизу 50 мм; торцевые ребра имеют толщину 40 мм; поперечные ребра — трапециедальные, высота их 120 мм, ширина понизу 30 мм, поверху 70—110 мм. Для организации водоотвода с кровли внизу предусмотрен слив.

Для армирования полки плиты оболочек применяется тканая сетка № 10-1 (ГОСТ 3826—82*); для армирования поперечных ребер — отдельные стержни из арматуры класса А-III, торцевых и продольных ребер — плоские каркасы с продольной арматурой из стали класса А-III и поперечной арматурой из стали класса В-I.

Крупноразмерные плиты-оболочки сводов покрытий формуют машиной МПП-4 — самоходным порталом с двумя рабочими органами для раздельного формования продольных ребер и армоцементной оболочки (рис. 5) со скоростью 1,3 м/мин.

Бетонная смесь из накопительных бункеров поступает в раздаточные, разжижается фибрированием и подается в ребра или оболочку. Постоянное расстояние между бункерами, предотвращающее расслоение смеси, поддерживается автоматической следящей системой. В продольных ребрах смесь уплотняется вибраторами, прижимаемыми и скользящими по бортам формы, в поперечных — навесными. В оболочке смесь уплотняется скользящим виброштампом (вибропрофилером) с одновременным армированием тканой проволочной сеткой. Сетка из четырех рулонов шириной по 1 м,

Рис. 5. Схема формования армоцементных плит-оболочек сводов

1 — портал; *2* — вертикально-подвижная каретка; *3* — бункер-накопитель; *4* — натяжной механизм; *5* — рулонодержатель; *6* — фиксатор армирующей сетки; *7* — вибробункер; *8* — скользящий виброштамп; *9* — тележка рабочего органа

закрепленная на самоходном портале, натягивается фрикционным механизмом и фиксируется поддерживающими ее снизу стержнями гребенки в уплотненной бетонной смеси, а в конце формования отрезается дисковой плитой. Поверхность оболочки заглаживают вибропрофилером при поднятой гребенке на повышенной скорости (до 10 м/мин).

Оптимальные параметры формования: жесткость мелкозернистой бетонной смеси 4—5 м, частота вибрации ребер 50 Гц, оболочки —100 Гц, амплитуда колебаний 0,15—0,25 м, длительность формования до 50 мин.

На свежеотформованную поверхность оболочки наносится кровля (мастичная или рулонная) или временное изоляционное укрытие, например полиэтиленовая пленка.

Режим тепловой обработки 3+3+3 ч при максимальной температуре 85°С.

По окончании тепловой обработки плиты-оболочки распалубливают, кровлю окрашивают в 2 слоя светозащитной краской БТ-177 или ХП-799. Плиты складируют на стеллажах с опиранием в четвертях пролета и перевозят на специально оборудованных устройствах с опиранием в восьми точках.

Изготовление плоских ребристых панелей перегородок отличается укладкой натягиваемой армирующей сетки между пониженным торцевым бортом и верхним фиксатором, а также заглаживанием плоской поверхности вращающимся валиком.

Изготовление сводчатых армоцементных конструкций послойным формованием *

В ЛенЗНИИЭПе накоплен опыт разработки технологии изготовления элементов волнистых сводов пролетами 12—40 м методом послойного формования (рис. 6).

Изготовление элементов осуществляется на нагреваемых металложелезобетонных формах-матрицах. Элементы сводов пролетами 18 м имеют длину дуги 13,5 м, ширину 2 м, стрелу подъема 1,71 м, высоту поперечного сечения волны 0,4 м. Толщина плиты элемента 20 мм, а в местах размещения стержневой арматуры толщина плиты равна 35 мм. Армирование таких элементов состоит из двух слоев тканых сеток и продольных стержней, размещенных между сетками. Конструктивная схема механизированной установки, на которой осуществляется изготовление элементов с совмещением процессов армирования элементов двумя слоями сеток и продольной стержневой арматурой, приведена на рис. 60. Установка состоит из металлоконструкций формовочного поста, формовочных тележек и тяговой лебедки для перемещения тележки.

Изготовление элементов осуществляется за один рабочий проход формовочных тележек, связанных между собой жесткими тягами. Первая тележка укладывает слой бетона, уплотняет и укладывает арматурную сетку. Такой армированный слой равен половине толщины оболочки. На этот слой укладываются арматурные стержни, пропускаемые между формующими тележками. Вторая формовочная тележка так же, как первая, раскладывает слой бетонной смеси и слой арматурной сетки.

Тележки перемещаются по рельсовому пути, кривизна которого соответствует кривизне продольной нейтральной оси изделий. Съемные формы устанавливаются и фиксируются на опорах формовочного поста.

Формовочные тележки имеют одинаковую конструкцию и состоят из портала, формующего устройства и трех съемных барабанов для тканой сетки. Формующий орган оборудован высокочастотными пневматическими вибраторами с частотой 167 Гц и шлейфом — скользящей опалубкой для предохранения бетонной смеси от оплывания с наклонных поверхностей формы в процессе формования. Скорость перемещения тележек 1 м/мин. Формование армоцементного элемента осуществляется в такой последовательности:

на опоры формовочного поста устанавливается форма, смазанная и очищенная от бетона с продольными бортами, в которых

---

* Технологию изготовления и конструкцию армоцементных сводов разработали в ЛенЗНИИЭПе (кандидаты техн. наук Б. А. Миронков, С. И. Панарин, инж. Г. М. Абраменкова).

Рис. 6. Конструктивная схема установки для послойного формирования элементов сводов

1 — рельсы формовочного поста; *2* — форма, *3* — формовочные тележки; *4* — стержневая арматура; *5* — распределительная планка

зафиксированы закладные детали для крепления временных поперечных стяжек;

формовочные тележки с заполненным бетоном основными бункерами наезжают на форму и останавливаются в таком положении, при котором задняя кромка шлейфа совмещается с торцом формы;

тканые сетки, пропущенные в щель между вибробалкой и приемным бункером, закрепляются в специальном устройстве у торца формы, а приемный бункер заполняется бетонной смесью; после предварительной виброобработки смеси в течение 1 мин осуществляется формование первого слоя элемента;

при подходе второй формовочной тележки к форме обе тележки останавливаются, в направляющие ролики второй формовочной тележки заправляется продольная стержневая арматура, загнутые концы которой прикрепляются с помощью инвентарных крючков к зажимному устройству, а сами стержни укладываются на первую формовочную тележку;

продолжается формование первой тележкой до положения, при котором задняя грань шлейфа второй тележки дойдет до торца формы, после чего тележки останавливаются, тканая сетка второй тележки закрепляется, приемный бункер заполняется бетоном; после предварительного уплотнения включается лебедка и осуществляется процесс формования элемента до выхода тележек за габариты формы;

форма с отформованным элементом снимается с формовочного поста и переносится краном на пост изготовления торцевых бортов

Рис. 7. Опорные узлы сводчатых зданий из армоцементных элементов

а — стык элементов в шелыге свода; *б* — стык элемента свода с фундаментной балкой; *1* — армоцементный элемент свода; *2* — бетонный шарнир на диафрагме; *3* — деревянный нащельник; *4* — фундаментная балка; *5* — фундамент

(рис. 7); термообработка изделий осуществляется путем контактного нагрева на форме.

Технология формования элементов волнистых сводов больших пролетов (рис. 8) имеет свои особенности, заключающиеся в том, что в качестве основной продольной арматуры применяются стержни большого диаметра 16—20 мм, а в поперечном направлении устанавливается стержневая арматура диаметром 5—6 мм с шагом 150—200 мм.

Рис. 8. Узел опирания большепролетных сводчатых покрытий из армоцементных элементов на подстропильные балки

1 — армоцементный элемент свода; *2* — металлическая затяжка; *3* — торцевая диафрагма элемента; *4* — подстропильная балка; *5* — фундамент

Часто кроме основной арматуры, располагаемой в гребнях волн, устанавливается дополнительная продольная арматура на наклонных участках сечения. Тканые сетки размещаются, как обычно, с внутренней и наружной стороны по сечению элемента. Традиционные способы изготовления, когда бетонирование осуществляется после ручной связки каркаса на форме и последующего бетонирования, не обеспечивают защитного слоя бетона и характеризуются большой трудоемкостью работ.

Элементы сборного свода пролетом 40 м имеют длину 13,9 м. В продольном направлении нейтральная ось элемента представляет дугу с радиусом 28,9 м. В поперечном сечении элемент имеет ширину 1,98 м, высоту сечения 0,5 м и стержневое армирование. Поперечная арматура состоит из 92 стержней с шагом 0,15 мм.

Изготовление элементов осуществляется способом послойного формования за два рабочих хода одной формовочной тележки в такой последовательности:

на пост устанавливается и фиксируется форма;

на ходовую раму тележки ставится формующий модуль I, предназначенный для укладки и уплотнения слоя бетона, армированного одной сеткой;

формуется первый слой, причем в процессе движения формовочной тележки с нее снимается заранее заготовленные гнутые стержни поперечной арматуры и вручную раскладываются на свежеотформованный слой бетона согласно отметкам на продольных бортах:

с ходовой рамы тележки снимается модуль I и тележка перегоняется в исходное положение;

на форму подаются стержни продольной арматуры, загибаются коротыши поперечной фиксирующей арматуры и ставятся закладные детали;

на ходовую раму тележки ставится формовочный модуль II, предназначенный для укладки и уплотнения второго слоя;

формуется последний слой элемента, армированный одним слоем тканой сетки;

форма откатывается с поста формования, в свежеотформованном изделии протыкаются отверстия диаметром 20 мм для последующего крепления затяжки, изделие укрывается пленкой и теплоизолирующим матом и проходит цикл термообработки;

на готовое изделие устанавливаются стяжки, изделие снимается с формы и укладывается на инвентарные поставки.

В случае формования утеплителя на тележку устанавливается модуль III и осуществляется его укладка за третий ход.

Снижение трудоемкости арматурных работ и отказ от вязки стержневого арматурного каркаса достигнуты путем использования

Рис. 9. Расположение арматуры в армоцементных элементах

а — расположение стержневой арматуры в армоцементных элементах волнистых сводов, *б* — схема фиксации продольной арматуры; *1* — элемент свода; *2* — поперечная арматура Ø 6 А-III

простого устройства для одновременного гнутья нескольких поперечных стержней и разработки способа фиксации продольной арматуры. Фиксация 22 стержней продольной арматуры обеспечивалась приваркой вертикальных коротышек к 10 стержням поперечной арматуры (рис. 9). Поперечные стержни, уложенные равномерно на первый отформованный слой элемента, и являются основой, на которую укладываются продольные стержни. После раскладки продольной арматуры коротыши-фиксаторы загибаются.

По степени механизации арматурных работ и совмещения их с процессом формования элементов данная технология изготовления армоцементных сводов находится на более высоком уровне, чем технология изготовления аналогичных железобетонных элементов.

Изготовление вибролитьем структурных армоцементных плит *

Изготовление вибролитьем структурных армоцементных плит по технологии ЛенЗНИИЭПа осуществляется из мелкозернистого бетона в двойные металлические формы. В настоящее время орга-

* Технологию изготовления конструкции структурных армоцементных плит разработали в ЛенЗНИИЭПе (кандидаты техн. наук Б. А. Миронков, С. М. Панарин, инж. Т. С. Максим).

низовано производство типовых структурных армоцементных плит двух размеров: плит перекрытий с пирамидами высотой 1050 мм и размером в плане 1500×1500 мм; плит перекрытий с пирамидами высотой 900 мм и размером в плане 1500×1500 мм.

Изготовление структурных армоцементных плит осуществляется следующим образом.

В цехе организовано производство пирамидальных элементов в блоке по 4 шт., размером 3000×3000 мм (рис. 10) и армоцементных плоских плит для верхнего пояса структуры.

Изготовление армоцементных плит выполняется в стальных металлических формах по поточно-агрегатной технологии с пропариванием бетона в камерах.

Рис. 10. Схема бетонирования монтажного блока структурного покрытия
а — направления выпуска пара; *б* — направления перемещения конденсата

Блоки из пирамидальных элементов (ПЭ) размером 3000×3000 мм изготавливаются по поточно-агрегатной технологии с использованием двойных металлических термоформ. Форма состоит из двух частей: нижней части с стальными сердечниками для образования пирамид, паровой рубашкой и системой подачи пара в нее и верхней части — крышки для образования ребер и верхней опалубочной поверхности блока ПЭ.

На предварительно смазанную нижнюю часть надевается стальной пространственный арматурный каркас блока ПЭ, который изготавливают на специальном стенде. Затем устанавливают крышку, одновременно фиксируя арматурный каркас и закладные блока ПЭ. Верхняя крышка снабжена четырьмя загрузочными насадками для подачи пластичной мелкозернистой смеси из бадьи, оборудованной четырьмя вибраторами марки ИВ-24. Такой арматурно-опалубочный блок подается на вибростол и закрепляется на нем. Непрерывно производится заполнение полости формы и уплотнение бетона. Заполнение полости формы и уплотнение бетона производится при непрерывной подаче мелкозернистого бетона.

Масса блока ПЭ 6 т. Бетон применяют состава 1 : 3 из цемента марки 500 при модуле крупности песка 2,5—2,8 и жесткости смеси 10—20 с по малому конусу.

Изготовление складчатых армоцементных конструкций

При изготовлении армоцементных складчатых элементов широкое распространение получил прием последующего погиба элементов из свежеотформованного плоского листа (рис. 11).

Достоинство такого технологического приема заключается в простоте формования тонкого плоского армоцементного листа с использованием освоенных бетоноукладчиков, оборудованных виброкатком, и др.

В качестве формы могут применяться как металлические, так и комбинированные бетонные формы с металлической окантовкой. Технология формования армоцементных складок методом гнутья разработана и освоена в НИИЖБ в заводских условиях.

Складчатые элементы применяют следующих размеров (рис. 12): длина до 8 м, ширина 1—1,5 м, толщина 15—25 мм. Стержневая арматура, обычная или предварительно напряженная, размещается соответственно между специально уложенными слоями тканых сеток.

Изготовление складок осуществляется по стендовой технологии на стальных листогибочных поддонах, установленных один за другим между рельсами формовочной машины. Возможно также изготовление гнутоформованных складок на агрегатно-поточной схеме.

Рис. 11. Схема изготовления складчатых армоцементных элементов с применением вибропрогиба

а — отформование плоского листа на листогибочном поддоне; *б* — установка вкладыша пригруза; *в* — сгиб листа до складки; *1* — армоцементный лист; *2* — поворотная плоскость поддона; *3* — неподвижная плоскость поддона; *4* — поворотная плоскость вкладыша; *5* — неподвижная плоскость вкладыша; *6* — вибратор вкладыша

Для изготовления складки на очищенную и смазанную поверхность листогибочного поддона укладывается готовый арматурный пакет и натягивается продольная арматура. Армоцементная плита бетонируется при перемещении формовочной установки, оборудованной виброуплотняющим и заглаживающим устройством, вдоль форм со скоростью около 1 м/мин. Для формования плиты применяется мелкозернистая бетонная смесь состава класса В30-40, отношение цемента к песку около 2, водоцементное отношение $В/Ц = 0{,}36—0.4$, жесткость 40—60 с. Фиксация сеток в проектном положении достигается их креплением к продольной, предварительно натянутой арматуре и прокладкой под арматурным пакетом поперечных стержней, извлекаемых в процессе формования. Для получения надежного сечения на поперечный изгибающий момент в месте погиба укладывается не менее четырех узких полос тканых сеток, отгибаемые борты целесообразно армировать 1—2 слоями тканых сеток с диагональным расположением проволок тканой сетки.

Отформованный армоцементный лист гнется с помощью бортов, которые поворачиваются домкратами по линиям сгиба.

Вибропогиб может выполняться также с помощью шарнирного вибровкладыша (см. рис. 11), который укладывается на отформованный армоцементный лист перед погибом. Вибровкладыш должен быть утепленным, плотно уложенным на поверхность бетона. Вкладыш снимается после окончания термообработки. Рабочую поверхность вибровкладыша следует покрыть полимерным составом.

Термообработка складки после погиба ведется подачей пара во внутреннюю полость формы. Форма должна иметь сверху мягкое укрытие.

После окончания термообработки и освобождения боковых стенок изделия от формы по торцам устанавливаются временные стяжки для предохранения от возможного раскрытия боковых граней элемента (и образования трещин в месте погиба) при съеме и транспортировке.

Рис. 12. Складчатая армоцементная крыша

а — фрагмент крыши жилого дома; *б* — фрагменты покрытия железнодорожных платформ; *в* — фрагмент монтажа складчатых панелей; *1* — складки; *2* — прогон