

Система нормативных документов в строительстве
СВОД ПРАВИЛ
ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ И СТРОИТЕЛЬСТВУ

**ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ПРОСТРАНСТВЕННЫЕ
КОНСТРУКЦИИ ПОКРЫТИЙ И ПЕРЕКРЫТИЙ**

СП 52-117-2008

Часть I

Методы расчета и конструирование

Москва
2008

СП 52-117-2008

Предисловие

1 РАЗРАБОТАН Научно-исследовательским, проектно-конструкторским и технологическим институтом бетона и железобетона им. А.А. Гвоздева (НИИЖБ им. А.А. Гвоздева) — филиалом ФГУП «НИЦ «Строительство»

2 РЕКОМЕНДОВАН к утверждению и применению конструкторской секцией НТС НИИЖБ им. А.А. Гвоздева 15 мая 2008 г.

3 УТВЕРЖДЕН И ВВЕДЕН В ДЕЙСТВИЕ приказом и.о. генерального директора ФГУП «НИЦ «Строительство» от 1 августа 2008 г. № 189

4 ВВЕДЕН ВПЕРВЫЕ

© ФГУП «НИЦ «Строительство», 2008

СП 52-117-2008

Содержание

Введение	VI
1 Область применения	1
2 Нормативные ссылки	1
3 Термины и определения	1
4 Общие указания	1
4.1 Основные положения	1
4.2 Основные расчетные требования	4
5 Особенности применения материалов и изделий	10
6 Основные требования к конструированию	11
6.1 Монолитные конструкции	11
6.2 Сборно-монолитные конструкции	13
6.3 Сборные конструкции	13
6.4 Стыки сборных конструкций	15
6.5 Отверстия и проемы	18
6.6 Деформационные швы	19
7 Своды	19
Основные положения	19
Рекомендации по расчету сводов	21
Конструирование сборных сводов	25
Конструирование складчатых сводов	25
Конструирование волнистых сводов	28
8 Треугольные и трапециевидные складки	29
Общие положения	29
Рекомендации по расчету	30
Конструирование складки	32
9 Цилиндрические и складчатые оболочки	35
9.1 Основные положения	35
9.2 Рекомендации по расчету длинных цилиндрических и складчатых оболочек	35
Конструирование длинных цилиндрических и складчатых оболочек	39
9.3 Рекомендации по расчету коротких монолитных оболочек	44
Конструирование коротких монолитных оболочек	45
9.4 Рекомендации по расчету коротких призматических складок	46
Расчет полки и поперечных ребер плиты	47
Расчет продольных ребер на кручение	49
Схемы разрушения складок	49
Расчет надвигающие усилия	51
Расчет диафрагм	51
Конструирование коротких призматических складок	51
Конструирование элементов складки	52
Конструирование узлов складчатых покрытий	53
10 Купола	54
Основные положения	54

СП 52-117-2008

Рекомендации по расчету	54
Определение усилий по безмоментной теории	54
Определение крутого эффекта по приближенной моментной теории	56
Расчет несущей способности куполов по методу предельного равновесия	57
Приближенный расчет несущей способности купола по «балочной» схеме	59
Конструирование	60
11 Пологие оболочки положительной гауссовой кривизны на прямоугольном плане	63
Основные положения	63
Рекомендации по расчету	64
Учет действительной жесткости контурных диафрагм и их влияние на напряженно-деформированное состояние оболочек	70
Расчет несущей способности оболочек	73
Конструирование	84
12 Оболочки отрицательной гауссовой кривизны на прямоугольном плане	86
Общие положения	86
Рекомендации по расчету	88
Конструирование	91
13 Висячие оболочки	92
Общие положения	92
Рекомендации по расчету	97
Расчет оболочек с радиальной и перекрестной системами вант	97
Расчет оболочек с полигональной системой вант	100
Расчет полигонально-пантографной сети	100
Расчет жесткости и прогибостойкости оболочки	102
Расчет оболочки по несущей способности	103
Расчет опорного контура	103
Конструирование	103
Конструирование оболочек с радиальной и перекрестной системами вант	103
Конструирование оболочек с полигональной системой вант	105
14 Панели-оболочки «та пролет здания» и сводчатые конструкции из них	107
14.1 Панели-оболочки КЖС	107
Основные положения	107
Рекомендации по расчету	108
Расчет панели-оболочки КЖС по несущей способности и устойчивости	108
Расчет диафрагм на поперечную силу	110
Расчет анкеров	111
Расчет панели-оболочки КЖС по деформациям	111
Расчет панели-оболочки КЖС по образованию трещин	112
Расчет прогиба оболочки на изгиб вдоль образующей	112
Проверка прочности сопряжения оболочки с диафрагмой	114
Расчет покрытий на нагрузки от подвесных кранов	115
Конструирование панелей-оболочек КЖС и покрытий с их применением	115
14.2 Сегментные своды из панелей-оболочек КЖС	117
Общие положения	117
Рекомендации по расчету сегментных сводов	118
Конструирование сегментных сводов	119
14.3 Гиперболические панели-оболочки	120
Общие положения	120

СП 52-117-2008

Рекомендации по расчету гиперболических панелей-оболочек	122
Конструирование гиперболических панелей-оболочек и покрытий из них	124
15 Вспарушенные панели с плоской верхней поверхностью	126
Основные положения	126
Рекомендации по расчету	126
Конструирование	128
16 Шатровые конструкции	130
Основные положения	130
Рекомендации по расчету	133
Конструирование	136
Приложение А Основные буквенные обозначения	139
Приложение Б Перечень нормативной и технической документации	141
Приложение В Термины и определения	143

СП 52-117-2008

Введение

Настоящий Свод правил разработан в развитие СНиП 52-01-2003 «Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения».

Свод правил содержит рекомендации по проектированию железобетонных оболочек, складок и других тонкостенных пространственных конструкций покрытий и перекрытий зданий и сооружений промышленного, гражданского и сельскохозяйственного строительства. Пространственные конструкции выполняются из тяжелого и легкого бетонов без предварительного напряжения арматуры и с преднапряжением, которые обеспечивают выполнение положений СНиП 52-01-2003.

Решение о применении свода правил при проектировании пространственных конструкций покрытий и перекрытий конкретных зданий и сооружений относится к компетенции заказчика объекта или проектной организации. В случае применения свода правил должны быть учтены все установленные в нем требования.

Настоящий Свод правил следует применять совместно с СП 52-101-2003 «Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры» и СП 52-102-2004 «Предварительно напряженные железобетонные конструкции».

Единицы физических величин, приведенные в своде правил, выражены в системе СИ: сила — в ньютонх (Н) или в килоньютонах (кН); линейные размеры в мм (для сечений) или в м (для элементов или их участков); напряжения, сопротивления, модули упругости — в мегапаскалях (МПа); распределенные нагрузки и усилия — в кН/м или Н/мм.

Свод правил разработали: д-р техн. наук, проф. *В.В. Шугаев*, канд. техн. наук, ст. науч. сотр. *Б.С. Соколов*, вед. инж. *Т.В. Щербина*, инж. *А.С. Кочеткова*.

При разработке свода правил использованы материалы печатных работ *Н.В. Ахведяни*, *Б.Н. Бастатского*, *В.З. Власова*, *А.А. Гвоздева*, *В.В. Дикович*, *А.М. Дубинского*, *Э.З. Жуковского*, *Е.К. Качановского*, *В.И. Колмунова*, *М.Б. Краковского*, *Т.А. Кульмич*, *П.А. Лукаша*, *И.Г. Людкового*, *Р.Н. Мацелинского*, *А.М. Овечкина*, *К.П. Пятикрестовского*, *А.И. Рабиновича*, *А.Р. Ржанецкого*, *Е.И. Стаковиченко*, *С.А. Тимашева*, *Г.К. Хайдукова*, *Я.Ф. Хлебного*, *Ю.В. Чиненкова*, *А.В. Шапиро* и др.

СП 52-117-2008

СВОД ПРАВИЛ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ И СТРОИТЕЛЬСТВУ**ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ПРОСТРАНСТВЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ
ПОКРЫТИЙ И ПЕРЕКРЫТИЙ****Spatial reinforced concrete structures of roofs and floors**

Введен с 15 августа 2008 г.

1 Область применения

Настоящий Свод правил (СП) распространяется на проектирование железобетонных оболочек, складок и других тонкостенных пространственных конструкций покрытий и перекрытий зданий и сооружений промышленного, гражданского и сельскохозяйственного строительства. Пространственные конструкции выполняются из тяжелого бетона классов по прочности на сжатие от В15 до В60 без предварительного напряжения арматуры и с преднапряжением, для эксплуатации в климатических условиях России, в среде с неагрессивной степенью воздействия, при статическом действии нагрузки.

2 Нормативные ссылки

В настоящем Своде правил использованы ссылки на следующие основные нормативные документы:

- СНиП 2.01.07-85* Нагрузки и воздействия
- СНиП 2.03.03-85 Армозементные конструкции
- СНиП 2.03.11-85 Защита строительных конструкций от коррозии
- СНиП 23-01-99* Строительная климатология
- СНиП 52-01-2003 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения
- СП 52-101-2003 Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры
- СП 52-102-2004 Предварительно напряженные железобетонные конструкции
- СП 52-104-2006 Сталефибробетонные конструкции
- СП 53-102-2004 Общие правила проектирования стальных конструкций
- ГОСТ 13015—2003 Изделия железобетонные и бетонные для строительства. Общие технические требования. Правила приемки, маркировки, транспортирования и хранения

ГОСТ 14098—91 Соединения сварные арматуры и закладных изделий железобетонных конструкций. Типы, конструкции и размеры

ГОСТ 27751—88 Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения по расчету

Другие нормативные и рекомендательные документы, ссылки на которые не использованы в настоящем СП, приведены в приложении В.

3 Термины и определения

В настоящем Своде правил использованы основные термины и определения по СНиП 52-01, СП 52-101, СП 52-102 и другим нормативным документам. Используемые термины и их определения в соответствии с документами, на которые имеются ссылки в тексте, приведены в приложении В.

4 Общие указания**4.1 Основные положения**

4.1.1 Железобетонные тонкостенные пространственные конструкции покрытий и перекрытий (рис. 4.1) различаются:

по очертанию срединной поверхности

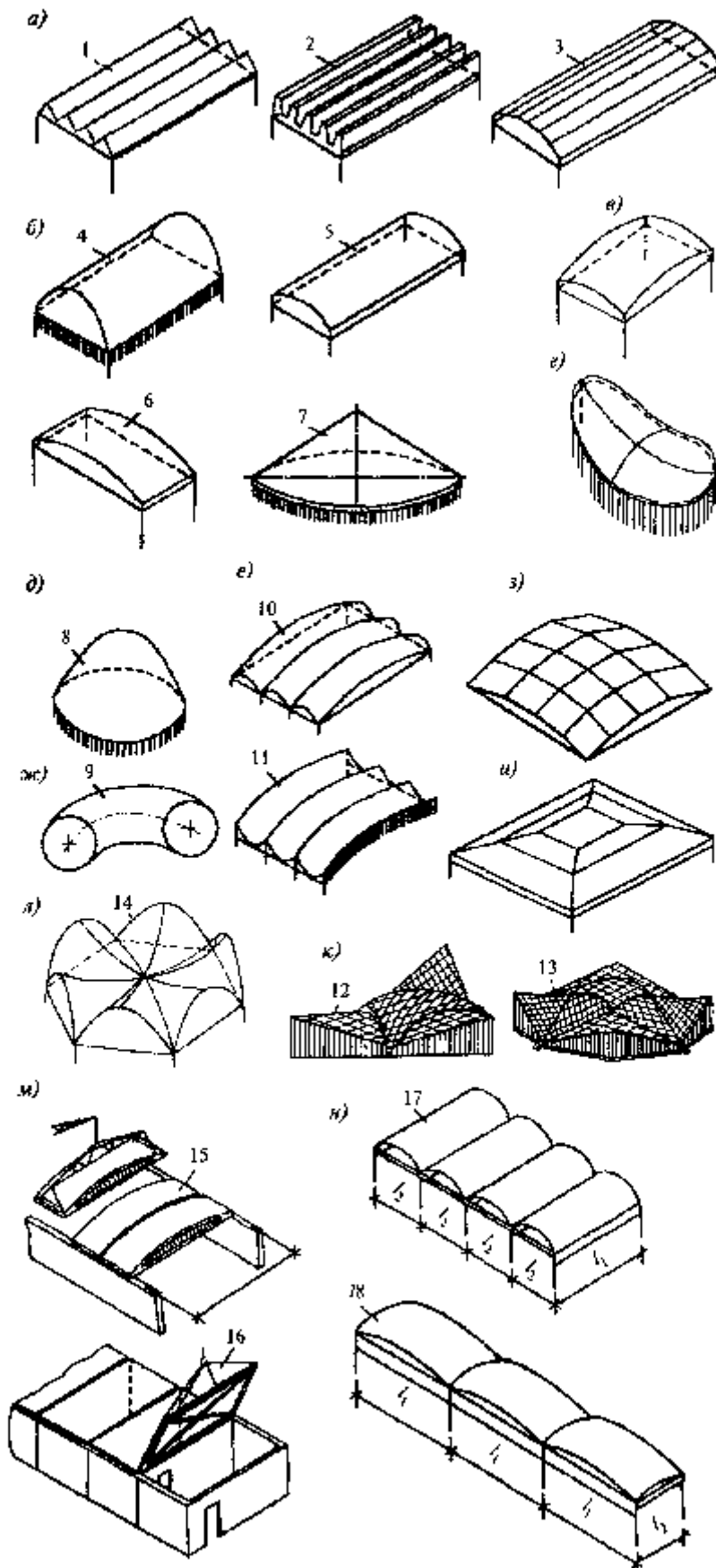
а) складки с различной формой поперечного сечения, в том числе складчатые своды и оболочки (рис. 4.1, а);

б) оболочки и своды нулевой гауссовой кривизны — цилиндрические и конические оболочки и цилиндрические своды (рис. 4.1, б);

в) оболочки и волнистые своды положительной гауссовой кривизны — сферические оболочки и купола, очерченные по поверхностям вращения с вертикальной осью (рис. 4.1, в); оболочки, очерченные по поверхности переноса в виде эллиптического параболоида, круговой поверхности (рис. 4.1, г) и бочарные своды (рис. 4.1, е, 10);

г) оболочки и волнистые своды отрицательной гауссовой кривизны — оболочки, очерченные по линейчатым поверхностям гиперболического параболоида (гитары) (рис. 4.1, г); и по поверхностям вращения с горизонтальной осью (рис. 4.1, е, 11);

СП 52-117-2008



а — призматические складки; б — оболочки нулевой гауссовой кривизны; в — оболочки положительной гауссовой кривизны; в — то же, ортогональной; д — оболочки с вертикальной осью вращения; ж — торондальные оболочки различной гауссовой кривизны; з — многогранники; и — то же, шестерного типа; к — составные оболочки; л — то же, из гиперболических треугольных сводов; м — панели-оболочки размером на пролет покрытия (КЖС) и испарушенные оболочки размером на ячейку здания; н — неразрезные оболочки: 1 — бабочья складка с треугольным поперечным сечением; 2 — то же, с трапециевидным; 3 — то же, со сводчатым (призматические выпуклые складки); 4 — свод-оболочка; 5 — длинные цилиндрические оболочки; 6 — то же, короткое; 7 — коническая оболочка; 8 — купол; 9 — торондальная оболочка; 10 — бочарные своды; 11 — гиперболические оболочки; 12 — покрытие с треугольным планом из оболочек положительной и отрицательной гауссовой кривизны; 13 — то же, с подитнальным планом; 14 — покрытие из составных гипаров; 15 — панели-оболочки КЖС; 16 — испарушенные плиты-оболочки; 17 — многоволновые оболочки; 18 — многопролетные оболочки

Рисунок 4.1 — Схемы тонкостенных пространственных конструкций покрытий и перекрытий

СП 52-117-2008

д) оболочки разнозначной гауссовой кривизны — тороидальные оболочки (рис. 4.1, ж); поверхности которых имеют на некоторых участках положительную, а на других — отрицательную кривизну (между точками А и В на рис. 4.1, ж), конюиды (поверхность которых имеет в большей части нулевую гауссову кривизну) и параболические оболочки на плоском контуре (в основном положительной кривизны), угловые участки которых имеют отрицательную гауссову кривизну и др.;

е) многогранники, в том числе вписанные в поверхности оболочек, предусмотренных подпунктами б, в, г, д (рис. 4.1, з); а также шатровые складки (рис. 4.1, и);

ж) составные оболочки, имеющие сложную поверхность, образуемые из оболочек, предусмотренных подпунктами б, в, г, д, е (рис. 4.1, к, л);

з) вспарушенные плиты, в том числе ступенчато-вспарушенные шатровые и рамно-шатровые панели (рис. 4.1, м, 16);

по форме перекрываемой площади (при опирании на стены, фундаменты или отдельные опоры) и конструктивным особенностям

- а) на круглом плане;
- б) на овальном (эллиптическом) плане;
- в) на квадратном плане;
- г) на прямоугольном плане;
- д) на треугольном плане;
- е) на полигональном плане;
- ж) кольцевые тороидальные и составные оболочки;

з) неразрезные многоволновые оболочки, многогранники и складки;

и) неразрезные многопролетные оболочки, многогранники и складки;

- к) внеячеи оболочки;
- л) шедовые конструкции;

м) то же, что и в подпунктах а — л, но складки или ребристые;

н) консольные оболочки, складки и многогранники;

по способу изготовления и возведения

- а) монолитные;

б) сборно-монолитные (когда сборные элементы служат несущей опалубкой или, например, бортовые элементы сборные, а плита-оболочка — монолитная);

в) сборные из плоских, цилиндрических и других элементов;

г) панели-оболочки и панели-складки, изготавливаемые и монтируемые в готовом виде (как правило, не требующие расчетного замоноличивания швов между ними) и имеющие размеры, соответствующие пролету между опорами и габаритам, установленным для данных условий изготовления, перевозки и монтажа;

по материалам, из которых возводятся:

а) железобетонные (в том числе с применением легких и других бетонов);

б) комбинированные, состоящие из железобетонной плиты и металлических диафрагм или бортовых элементов;

в) комплексные, состоящие из железобетонной пространственной конструкции и эффективных теплоизоляционных, гидроизоляционных и других материалов;

г) армоцементные и сталефибробетонные (СНиП 2.03.03 и СП 52-104).

4.1.2 Железобетонные пространственные конструкции должны быть обеспечены с требуемой надежностью от возникновения всех видов предельных состояний расчетом, выбором показателей качества материалов, назначением размеров и конструированием согласно указаниям настоящего свода правил. При этом должны быть выполнены технологические требования при изготовлении конструкций и соблюдены требования по эксплуатации зданий и сооружений, а также требования по экологии, устанавливаемые соответствующими нормативными документами.

4.1.3 Применение железобетонных пространственных конструкций в средах с агрессивным воздействием допускается при выполнении требований, установленных СНиП 2.03.11 и настоящим СП.

4.1.4 При проектировании пространственных конструкций в особых условиях (в районах с расчетной сейсмичностью 7 баллов и более, в районах Крайнего Севера, на просадочных грунтах и подрабатываемых территориях) подлежит учету специальные рекомендации документов, приведенных в приложении В (СНиП 2.02.01 и СНиП II-7).

4.1.5 Выбор конструктивных решений, типа и очертания поверхности пространственных конструкций покрытий и перекрытий зданий и сооружений следует принимать исходя из технико-экономической целесообразности применения таких конструкций в конкретных условиях строительства с учетом архитектурно-технологических и производственных требований, максимального снижения их материало-, трудо-, энергоемкости и стоимости.

В необходимых случаях покрытия и перекрытия с применением тонкостенных пространственных конструкций должны удовлетворять акустическим и светотехническим требованиям, условиям отопления и вентиляции, а также допускать возможность подвески кранового оборудования, технологических коммуникаций, потолка или площадок и т.п.

4.1.6 Элементы сборных и сборно-монолитных пространственных конструкций рекомен-

СП 52-117-2008

дуются проектировать с учетом условий механизации их изготовления на заводах или полигонах, а железобетонные монолитные пространственные конструкции — с учетом механизированного выполнения опалубочных, арматурных и бетонных работ (СНиП 12.01).

4.1.7 Сборные и сборно-монолитные пространственные конструкции рекомендуется проектировать с учетом эффективных способов их изготовления и монтажа — из унифицированных плоских, цилиндрических или иных, как правило, ребристых панелей, монтируемых с применением укрупнительной сборки или из крупноразмерных элементов, изготовленных вблизи места возведения конструкции.

Размеры укрупненных лонгостенных элементов покрытий и перекрытий: длина более 24 м, ширина (высота) более 3,2 м, а также масса более 15 т (учитывая условия перевозки, изготовления и монтажа) — должны быть специально обоснованы.

Панели-обомочки и панели-складки проектируют с учетом особенностей их транспортирования и хранения в штабелях.

4.1.8 Железобетонные покрытия пространственного типа следует проектировать с учетом комплекса требований по гидро- и теплоизоляции, водоотводу, устройству различных проходов через покрытие, фонарных и других проемов и отверстий.

Панели сборных пространственных конструкций рекомендуется проектировать так, чтобы завод или полигон изготовлял их по возможности повышенной готовности — утепленными, с гидроизоляцией и т. п.

4.2 Основные расчетные требования

4.2.1 Расчеты железобетонных пространственных конструкций следует производить по предельным состояниям, включающим:

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

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

Расчеты по предельным состояниям первой группы включают расчет по прочности, с учетом в необходимых случаях деформированного состояния конструкции перед разрушением, и устойчивости (общей и локальной).

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

Расчеты выполняют в соответствии с СП 52 101 и рекомендациями настоящего СП.

4.2.2 Расчет пространственных конструкций покрытий и перекрытий по предельным состояниям согласно требованиям п. 4.2 главы СП 52-101 производится, как правило, для всех воздействий на конструкцию или ее элементы в процессе изготовления, транспортирования, возведения и эксплуатации, причем расчетные схемы и нагрузки должны отвечать принятым конструктивным решениям и воздействиям для каждой стадии. Необходимо также учитывать следующие рекомендации:

- монолитные конструкции, в том числе с предварительным напряжением армированием, должны быть рассчитаны по прочности и трещиностойкости при раскручивании;

- элементы сборно-монолитных конструкций должны быть рассчитаны по прочности и трещиностойкости на действие собственного веса и веса бетона замоноличивания и монтажных нагрузок;

- сборно-монолитная конструкция после достижения бетоном замоноличивания проектной прочности должна быть рассчитана в целом как монолитная с включением в работу сборных элементов, если для этого предусмотрены соответствующие конструктивные и технологические мероприятия;

- элементы сборных конструкций, в том числе укрупненных, при монтаже (до замоноличивания) должны быть проверены по прочности и трещиностойкости на усилия от действия собственного веса, монтажных нагрузок и реактивных усилий от временных опор, затяжек и других приспособлений;

- сборные конструкции после достижения бетоном замоноличивания стыков проектной прочности и после раскручивания рассчитывают по прочности, жесткости, трещиностойкости на действие собственного веса, монтажных нагрузок и предварительного напряжения арматуры с учетом изменения на данной стадии напряженно-деформированного состояния конструкции от удаления всех или части временных связей.

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

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

СП 52-117-2008

4.2.4 При проектировании железобетонных пространственных конструкций их надежность устанавливают расчетом путем использования расчетных значений нагрузок и воздействий, расчетных значений характеристик материалов, определяемых с помощью соответствующих частных коэффициентов надежности по нормативным значениям этих характеристик с учетом степени ответственности зданий и сооружений (ГОСТ 27751).

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

4.2.5 Усилия и деформации в пространственных конструкциях определяют в зависимости от особенностей конструкции согласно разделу 6 СПиП 52-01, принимая во внимание следующие методы расчета и экспериментальных исследований:

расчет методами теории упругости, — главным образом техническую теорию оболочек и практические методы расчета тонких оболочек и складок, учитывающие неразрезность конструкции, податливость опор и диафрагм, наличие ребер, отверстий и проемов, а также неравномерные и динамические нагрузки и т.п.;

расчет методами упругопластической теории, с использованием прикладной теории деформаций железобетона путем учета практических гипотез и упрощений упругопластического расчета, вытекающих из особенностей работы железобетона с трещинами;

расчет железобетонных элементов по нелинейной деформационной модели с использованием двухлинейной и трехлинейной диаграмм состояния бетона, определяющих связь между напряжениями и относительными деформациями, и двухлинейной диаграммы арматуры. Указанные диаграммы используют при расчете прочности железобетонных элементов, расчете образования и раскрытия нормальных трещин и расчете деформаций железобетонных пространственных конструкций по нелинейной деформационной модели в соответствии с СП 52-101;

расчет методами предельного равновесия, в том числе по деформированной схеме, главным образом для решения задач несущей способности или проверки назначенных сечений бетона и арматуры в предварительных и рабочих расчетах, с учетом моделирования и натурных испытаний конструкций до разрушения, позволяющих получить схемы излома и формы разрушения;

экспериментальное исследование напряженно-деформированного состояния натуральных образцов пространственных конструкций на все виды и величины нагрузок, с тем чтобы использовать экспериментально обоснованные и наиболее экономичные расчетные формулы для проверки всех требуемых предельных состояний.

Для отдельных сложных пространственных конструкций, для которых нет достаточно достоверных методов расчета, предусматривается обязательное испытание моделей при проектировании.

4.2.6 Выбор метода расчета какого-либо типа пространственной конструкции должен производиться согласно рекомендациям соответствующего раздела п.4.2.5 настоящего СП. При использовании ЭВМ возможности программного обеспечения должны удовлетворять условиям рекомендуемого метода расчета.

4.2.7 При составлении расчетной схемы покрытия или перекрытия рекомендуется использовать срединную поверхность гладкой плиты, подкрепленной плиты оболочки, многогранника или складки. Для покрытий, которые по условиям возведения образуются как многогранники, вписанные в поверхность оболочки, с достаточно большим количеством граней n (например, когда на участке между диафрагмами $n > 7$), допускается за расчетную поверхность принимать гладкую срединную поверхность оболочки. При этом дополнительные моменты и нормальные силы, возникающие в местах переломов действительной поверхности, допускается определять приближенно.

Для пространственных ребристых конструкций, а также для складчатых и волнистых сводов-оболочек за срединную поверхность допускается принимать поверхность, в которой лежат центры тяжести и поперечных сечений конструкций.

В этом случае при расчете ребристых оболочек, складчатых и волнистых допускается вводить в расчет усредненную приведенную толщину оболочки $\delta_{\text{ред}} = A_b/c$ и усредненную приведенную жесткость $D = EI_b/c$ (где A_b и I_b — соответственно площадь и момент инерции приведенного двутаврового сечения с шириной полки, равной c).

Расчетный пролет оболочек, многогранников и складок определяется как расстояние между осями опор покрытий и перекрытий.

Расчетный размер сторон оболочек, многогранников и складок в плане определяется как расстояние между осями соответствующих бортовых элементов или диафрагм. При этом, если для расчета система делится на поле оболочки и крайевые элементы, в расчете следует

СП 52-117-2008

учитывать эксцентриситет примыкания поля оболочки к диафрагме или бортовым элементам.

При определении усилий в железобетонных пространственных конструкциях в упругой стадии площадь и момент инерции допускается принимать как для бетонного или, если $\mu > 1\%$ (μ — количество арматуры в % площади бетонного сечения), как для приведенного к нему сечения. При расчете с учетом неупругих деформаций и трещин, а также по методу предельного равновесия следует учитывать действительные характеристики железобетонных сечений для рассматриваемой стадии их работы.

4.2.8 Метод предельного равновесия рассматривает равновесие конструкции в момент исчерпания несущей способности и перехода в изменяемую систему. Рекомендуется принимать, что к моменту исчерпания несущей способности железобетонная оболочка расчленяется пластическими шарнирами на несколько жестких дисков. Вид и характер пластического механизма, конфигурация и относительная величина дисков в схеме излома железобетонных оболочек зависят от вида нагрузки, свойств поверхности и условий закрепления контура и достаточно обстоятельно выяснены экспериментально.

Применительно к задачам о несущей способности железобетонных оболочек хорошо разработан кинематический метод теории предельного равновесия с использованием понятия об обобщенных пластических шарнирах (линиях излома).

Расчет прочности конструкций (первое предельное состояние) в этом случае производится с учетом неупругих деформаций бетона и арматуры и наличия трещин, а также, в случае необходимости, деформированного состояния как отдельных элементов, так и конструкций.

Расчет несущей способности монолитных, сборно-монолитных и сборных пространственных конструкций по методу предельного равновесия допускается производить (учитывая перераспределение усилий в предельном состоянии конструкции) без учета монтажных и других усилий, возникающих в них до замоноличивания, в процессе изготовления и раскрывания. При этом в случае необходимости учитывают деформированную схему конструкции, в том числе от перемещений, накопленных в процессе изготовления и возведения конструкции.

4.2.9 Участки плиты, оболочек и складок, где главные растягивающие напряжения $\sigma_{рт} > R_{бр}$ должны быть заармированы исходя из условия полного восприятия арматурой растягивающих

усилий. Допускать $\sigma_{рт} > 3R_{бр}$ не рекомендуется, и в соответствующих участках конструкции размеры по толщине следует увеличивать.

4.2.10 Диафрагмы и бортовые элементы оболочек, складок, многогранников и сводов-оболочек работают в основном на касательные усилия и, как правило, вводятся в расчет из условия их совместной работы с полем конструкции с учетом их действительных жесткостей и схемы нагружения.

4.2.11 Отверстия в плитах оболочек, имеющих размеры больше, чем расстояния между ребрами сборных элементов, а для гладких оболочек размером более 20δ, должны учитываться в расчете конструкции.

4.2.12 Расчет предварительно напряженных конструкций следует производить с учетом начальных (предварительных) напряжений и деформаций в бетоне и арматуре, потерь предварительного напряжения и особенностей передачи предварительного напряжения на бетон.

При расчете пространственных конструкций по трещиностойкости и деформациям усилия от предварительного напряжения арматуры допускается определять как усилия от соответствующих внешних сил, приложенных в местах анкеровки арматуры, а при расчете криволинейных стержней — с учетом касательных сил трения по длине арматуры и нормальных сил, действующих по направлению радиуса кривизны.

Рекомендации по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций с натяжением арматуры до твердения бетона (на упоры) приведены в СП 52-102, а Рекомендации по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций с натяжением арматуры на бетон приведены в СНиП 2.03.01.

4.2.13 При расчете пространственных покрытий пролетом более 100 м или с поверхностью сложного очертания, не предусмотренной СНиП 2.01.07, нагрузки от действия снега и ветра допускается определять по экспериментальным данным.

4.2.14 Значительные сосредоточенные нагрузки, как правило, должны прикладываться к ребрам жесткости, диафрагмам, бортовым балкам оболочек и складок. С целью повышения экономической эффективности допускается при соответствующих конструктивных мероприятиях учитывать в расчете совместную работу пространственной конструкции и устройства для подвески грузов (например, крановых балок и т. п.).

4.2.15 В необходимых случаях рекомендуется производить проверку местной устойчивос-

СП 52-117-2008

ти или прочности тонкостенных элементов пространственных конструкций. Проверку местной прочности поля оболочки рекомендуется производить методом предельного равновесия по несущей способности с учетом изменения формы поверхности поля конструкции согласно пп.11.27, 11.28 настоящего СП. При этом следует также учитывать несовершенство формы поверхности тонкостенных пространственных конструкций. Приближенную оценку критической нагрузки тонкостенных пространственных конструкций при потере устойчивости рекомендуется производить согласно пп.4.2.20—4.2.23 настоящего СП.

4.2.16 При выборе расчетной схемы сборно-монолитных пространственных конструкций рекомендуется учитывать деформативные свойства стыков и особенности передачи усилий через них. При передаче усилий через закладные детали и приваренные к ним стержни или пластины следует учитывать неупругую податливость таких соединений величиной от 0,5 до 1 мм на каждое такое соединение. При передаче сжимающих усилий через стыки, замоноличенные мелкозернистым бетоном, допускается учитывать пониженный модуль упругости мелкозернистого бетона посредством введения в расчет пониженной местной или усредненной жесткости и с учетом отношения ширины стыков к расстоянию между ними.

4.2.17 Прогобы элементов в железобетонных пространственных конструкциях не должны превышать величин, указанных в СНиП 2.01.07. При этом рекомендуется, чтобы прогиб покрытий в виде оболочек двоякой кривизны и многогранников пролетом 18—60 м не превышал 1/400 пролета, а пролетом более 60 м — 1/500 пролета.

4.2.18 При расчете элементов сборных пространственных конструкций на воздействие усилий, возникающих при их подъеме, транспортировании и монтаже, нагрузку от веса элементов следует принимать с коэффициентом динамичности, равным: 1,60 — при транспортировании, 1,40 — при подъеме и монтаже. Допускается принимать более низкие, обоснованные в установленном порядке значения коэффициента динамичности, но не ниже 1,25.

4.2.19 При расчете по прочности железобетонных элементов на действие сжимающей продольной силы следует учитывать случайный эксцентриситет e_d , принимаемый не менее: 1/600 длины элемента или расстояния между его сечениями, закрепленными от смещения; 1/30 высоты сечения; 10 мм.

Для элементов статически неопределимых конструкций значение эксцентриситета продольной силы относительно центра тяжести криволинейного сечения e_0 принимают равным значению эксцентриситета, полученного из статического расчета, но не менее e_d .

Для элементов статически определимых конструкций эксцентриситет e_0 принимают равным сумме эксцентриситетов — из статического расчета и случайного.

4.2.20 При проектировании тонкостенных конструкций оболочек, особенно большепролетных, следует учитывать опасность потери устойчивости и их деформированного состояния.

При испытании конструкции оболочки на устойчивость обычно наблюдается значительный разброс значений критических нагрузок. Это вызвано, как правило, неоднородностью напряженного состояния, начальными несовершенствами формы и граничных условий.

Как правило, значение верхней критической нагрузки, найденное с учетом начальных несовершенств, более точно оценивает действительную величину нагрузки, при которой происходит потеря устойчивости оболочки, чем расчет по формулам, основанным на понятии нижней критической нагрузки. Однако для определения величины несущей способности несовершенных оболочек необходимо знать статистические характеристики начальных несовершенств, вводимых в расчет.

Максимальные значения начального прогиба определяются опытным путем или задаются по аналогии с конструкциями подобного типа, для которых установлены возможные величины начальных несовершенств.

4.2.21 В практических расчетах гладких длинных цилиндрических оболочек продольные нормальные сжимающие напряжения σ от расчетной нагрузки, подсчитанные по упругой стадии, не должны превышать величины

$$\sigma = 0,25 \frac{E\delta}{R}, \quad (4.1)$$

а скалывающие напряжения τ_0 по нейтральной оси не должны быть больше, чем

$$\tau = 0,3E \left(\frac{\delta}{R} \right)^{3/2}. \quad (4.2)$$

При сочетании нормальных и касательных напряжений необходимо соблюдать неравенство

$$\frac{\sigma}{\sigma_0} + \left(\frac{\tau}{\tau_0} \right)^3 \leq 1, \quad (4.3)$$

где σ_0 и τ_0 вычисляются по формулам (4.1) и (4.2).

СП 52-117-2008

Для гладких коротких цилиндрических оболочек пролетом l интенсивность полной расчетной нагрузки не должна превышать величины

$$q = 0,75E \left(\frac{\delta}{R} \right)^2 \frac{1}{(l/\sqrt{\delta R}) - 1} \quad (4.4)$$

Верхняя критическая нагрузка для замкнутой сферической оболочки при равномерном внешнем давлении q равна

$$q_{up} = \frac{2}{\sqrt{3} (1-\mu^2)} E \left(\frac{\delta}{R} \right)^2 - 1,21E \left(\frac{\delta}{R} \right)^2 \quad (4.5)$$

где μ — коэффициент Пуассона.

Нижнюю критическую нагрузку находят по формуле

$$q_l = 0,2E \left(\frac{\delta}{R} \right)^2 \quad (4.6)$$

В формулах 4.1—4.6:

δ , R — толщина и радиус кривизны оболочек.

Гладкие полые и пологие оболочки вращения и переноса рекомендуется проектировать таким образом, чтобы при равномерном внешнем давлении q интенсивность полной расчетной нагрузки не превышала значения критической нагрузки, найденной по формуле

$$q = 0,2E \left(\frac{\delta}{R_2} \right)^2 K \quad (4.7)$$

где R_2 — больший из радиусов кривизны оболочки;

$K = f(R_2/R_1)$ — коэффициент, учитывающий увеличение критической нагрузки на оболочку с увеличением отношения R_2/R_1 . Для оболочек при $R_2/R_1 < 1,5$ принимается $K = 1$; для оболочек при $R_2/R_1 \geq 1,5$ — значения K принимаются:

R_2/R_1	1,5	1,75	2	2,25	2,5
K	1,17	1,4	1,63	1,79	1,98

4.2.22 В случае, если проверка, выполненная для гладкой оболочки, не дает достаточной уверенности в ее устойчивости, необходимо снабжать оболочку ребрами. Для оболочек положительной или отрицательной гауссовой кривизны целесообразно располагать ребра в двух взаимно перпендикулярных направлениях. Для цилиндрических оболочек может быть принято (если это оправдано архитектурными требованиями и производственными условиями) усиление оболочки только кольцевыми ребрами.

Во избежание образования местных выпучин между ребрами расстояние между ними не рекомендуется назначать большим, чем $7\sqrt{R\delta}$, где R — меньший радиус кривизны оболочки.

Ребристые оболочки при расчете устойчивости могут рассматриваться как ортотропные. В случае, когда размеры и расстояния ребер обоих направлений не слишком велики и мало отличаются друг от друга, ребристая оболочка может быть заменена для расчета фиктивной гладкой, имеющей ту же жесткость сечения на сжатие и тот же радиус инерции. При этом фиктивную толщину δ_f определяют по формуле

$$\delta_f = \sqrt{12I/A} \quad (4.8)$$

а фиктивный модуль упругости E_f по формуле

$$E_f = E \frac{A}{b\delta_f} \quad (4.9)$$

где b — расстояние между осями соседних ребер;

A — площадь сечения, образованного одним ребром вместе с примыкающими частями тела оболочки шириной b ;

I — момент инерции того же сечения.

Для ребристых цилиндрических оболочек при пользовании формулами (4.1)—(4.3) под σ , τ , σ_0 и τ_0 следует понимать напряжения, отнесенные к фиктивной толщине оболочки δ_f .

4.2.23 Для железобетона большое значение имеет рост деформаций конструкции во времени, обусловленный ползучестью и возможностью постепенного выключения из работы бетона растянутой зоны.

В силу этих особенностей железобетона критические нагрузки тонкостенных гибких элементов, в частности оболочек, оказываются при длительном действии нагрузки значительно более низкими, чем при кратковременных испытаниях.

Ползучесть бетона при отсутствии более совершенных способов оценки ее влияния рекомендуется учитывать, заменяя в формулах (4.1)–(4.9), полученных теоретическим путем, модуль упругости материала E модулем деформации бетона $E_{b,c}$, определяемым по формуле (5.1) при продолжительном действии нагрузки, и $E_b \cdot 0,85$ при непродолжительном действии нагрузки в соответствии с п. 5.7 настоящего СП.

4.2.24 При расчете конструкций и дополнения к основным положениям расчета по предельным состояниям необходимо проведение расчетов на наиболее вероятные варианты запредельных воздействий. Первоначально, исхо-

СП 52-117-2008

для из расчета и анализа его результатов, выявляются элементы, узлы и связи, в наибольшей степени влияющие на живучесть конструктивной системы. Вследующее последовательное выключение из работы этих элементов и связей позволит расчетным путем выявить резервы прочности конструкций и предусмотреть конструктивные мероприятия по усилению отдельных элементов конструкции с целью предотвращения лавинообразного разрушения. Все расчеты выполняются с учетом физической, геометрической и конструктивной нелинейности. В процессе расчета целесообразно учесть эффект импульсного воздействия при мгновенном выключении из работы отдельного элемента (узла, связи) на достижение предельных и запредельных состояний в других элементах конструктивной системы.

4.2.25 Конструктивные решения железобетонных покрытий и перекрытий должны обеспечивать несущую способность сооружения даже при локальных повреждениях, предотвращать лавинообразное обрушение системы вследствие разрушения второстепенных элементов конструкции, узлов и деталей (связи, элементы, обеспечивающие устойчивость «ключевых» конструкций, и т.п.). Устойчивость здания против лавинообразного обрушения следует обеспечивать применением соответствующих конструктивных мер и материалов, в том числе способствующих развитию в конструктивных элементах и их соединениях пластических деформаций; рациональным решением системы связей и элементов соединений. Специальное внимание следует уделять расчетам и конструированию узлов, выполняя их равнопрочными сопрягаемым элементам.

Указания по расчету против лавинообразного обрушения должны содержаться в «Специальных технических условиях» на проектирование конкретного сооружения. Целесообразно при этом учесть материалы Рекомендаций, приведенных в приложении Б настоящего СП. Рекомендуется расчеты выполнять на статические нагрузки и воздействия, при необходимости с учетом геометрической и физической нелинейности, использования для железобетонных пространственных конструкций метода теории предельного равновесия. При этом усилия от аварийных воздействий на узловых элементах и соединениях рекомендуется увеличивать на 15 %.

Расчетные прочностные и деформационные характеристики материалов следует принимать равными их нормативным значениям согласно СНиП II-23 и СНиП 52-01. Эти характеристики сопротивлений материалов допускается по-

вышать на 15 % за счет использования дополнительных коэффициентов надежности и коэффициентов условий работы, учитывающих малую вероятность аварийных воздействий, использования работы металлических конструкций и арматуры за пределом текучести материала, а также учитывая интенсивный рост прочности бетона в начальный период после возведения сооружения.

4.2.26 Большеспролетные пространственные конструкции зданий и сооружений следует рассчитывать на усилия от изменения температуры, а в случае необходимости — от влажности и усадки бетона, возникающих в конструкциях вследствие заделки их в основание, а также вследствие взаимодействия наружных и внутренних конструкций, имеющих разные температурно-влажностные деформации.

Расчетные значения температур принимаются для различных климатических районов России по СНиП 21-01, а значения расчетных приведенных температур — в соответствии со СНиП 2.01.07.

Расчет производится на неблагоприятные сочетания летних (июльских) и зимних (январских) приведенных температур, которые могут иметь место как в период строительства, так и в период эксплуатации зданий.

Расчет усилий и деформаций пространственных конструкций на изменение температуры выполняется в упругой стадии, при этом учитывается податливость стыковых соединений (для сборных конструкций) и основания.

Изгибная и продольная жесткости их стыков (для сборных конструкций) определяются в соответствии с указаниями СП 52-101 как для армированных бетонных сечений, с учетом трещин, пластических свойств и ползучести бетона.

4.2.27 Для железобетонных пространственных покрытий и перекрытий весьма важным является обеспечение пожарной безопасности (см. СНиП 21-01, приложение В).

Показателем огнестойкости является предел огнестойкости, за который принимается время в минутах от начала огневого стандартного воздействия до возникновения одного из предельных состояний по огнестойкости, характеризующих п.4.4 СГО 36554501-006.

Испытаниями было установлено, что разрушения железобетонных конструкций при огневом высокотемпературном нагреве происходят по тем же схемам, что и при нормальной температуре. Поэтому для расчета предела огнестойкости по потере несущей способности железобетонной конструкции используют те же уравнения равновесия и деформации, из ко-

СП 52-117-2008

торых выводят формулы для статического расчета.

Статический расчет предела огнестойкости по потере несущей способности основывают на общих требованиях расчета железобетонных конструкций по предельным состояниям первой группы в соответствии со СНиП 52-01, СП 52-101, при нормативных нагрузках и нормативных сопротивлениях бетона и арматуры при огневом воздействии, и с учетом дополнительных указаний, изложенных в настоящем стандарте.

За нормативную нагрузку принимают продолжительное воздействие постоянных и временных длительных нагрузок с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f = 1$ (СНиП 2.01.07), которые существенно влияют на напряженное состояние железобетонной конструкции при пожаре. В тех случаях, когда нельзя установить значение усилий от нормативной нагрузки, разрешается принимать их равными 0,7 расчетных. Расчетная схема приложения нормативной нагрузки должна соответствовать проекту.

4.2.28 При проектировании многофункциональных высотных зданий, комплексов и сооружений, относящихся к первому ответственному уровню надежности, отказы которых после пожара могут привести к тяжелым экономическим и экологическим последствиям, а также тех конструкций, восстановление которых потребует больших технических сложностей и затрат, необходимо обеспечить их огнестойкость после пожара в соответствии с СТБ 36554501-006.

5 Особенности применения материалов и изделий

5.1 Для железобетонных тонкостенных пространственных конструкций рекомендуется применять бетоны и арматуру, предусмотренные СНиП 52-01, с учетом рекомендаций настоящего СП. Расчетное сопротивление и другие характеристики бетона и арматуры следует принимать по СП 52-101 и СП 52-102.

5.2 Для несущих тонкостенных пространственных конструкций рекомендуется применять тяжелые бетоны, в том числе мелкозернистые, классов по прочности на сжатие, указанных в п.1 настоящего СП, или легкие бетоны по прочности на сжатие не ниже В12,5 (ГОСТ 26633).

Легкие бетоны проектных классов по прочности на сжатие В7,5 и В10 допускается применять в совмещенных пространственных конструкциях покрытий (ГОСТ 25820).

Поризованные и крупнопористые бетоны в несущих железобетонных пространственных конструкциях допускается использовать при специальном технико-экономическом обосновании.

5.3 В качестве предварительно напряженной арматуры растянутых бортовых элементов большепролетных пространственных конструкций рекомендуется предусматривать канатную проволочную арматуру или пучки из таких канатов, выполненные в соответствии с действующими нормативными документами, защищенные от коррозии до замоноличивания опинковкой или другим способом, допускаемым СНиП 2.03.11 (см. также п. 13.15 настоящего СП).

5.4 Класс по прочности на сжатие тяжелого мелкозернистого бетона, применяемого для заделки расчетных стыков, должен быть не ниже проектного класса по прочности на сжатие бетона стыкуемых элементов.

При замоноличивании конструктивных стыков класс по прочности на сжатие тяжелого бетона или бетона на пористых заполнителях должен быть не ниже В10.

5.5 Для ответственных пространственных конструкций покрытий, эксплуатируемых без наружной гидроизоляции, рекомендуется применять тяжелые бетоны марки по водонепроницаемости не ниже W8. В остальных случаях для конструкций, подверженных атмосферным воздействиям при расчетной отрицательной температуре наружного воздуха выше минус 40 °С, марку бетона по водонепроницаемости не нормируют.

5.6 Марку бетона по морозостойкости назначают в зависимости от требований, предъявляемых к конструкциям, режима их эксплуатации и условий окружающей среды.

Для конструкций, подвергаемых атмосферным воздействиям окружающей среды при расчетной отрицательной температуре наружного воздуха в холодный период от минус 5 °С до минус 40 °С, принимают марку бетона по морозостойкости не ниже F75, а при расчетной температуре наружного воздуха выше минус 5 °С в указанных выше конструкциях марку бетона по морозостойкости не нормируют.

В остальных случаях требуемые марки бетона по морозостойкости устанавливают в зависимости от назначения конструкций и условий окружающей среды (СНиП 23-01).

5.7 Значения начального модуля упругости бетона при сжатии и растяжении принимают в зависимости от класса бетона по прочности на сжатие согласно таблице 5.1.

При продолжительном действии нагрузки значения начального модуля деформаций бетона определяют по формуле:

СП 52-117-2008

Таблица 5.1

Класс бетона	B10	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
E_b , МПа·10 ⁻³	19,0	24,0	27,5	30,0	32,5	34,5	36,0	37,0	38,0	39,0	39,5

Таблица 5.2

Относительная влажность воздуха окружающей среды, %	Значения коэффициента ползучести бетона $\varphi_{b,cr}$ при классе бетона на сжатие										
	B10	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Выше 75	2,8	2,4	2,0	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,1	1,0
40 - 75	3,9	3,4	2,8	2,5	2,3	2,1	1,9	1,8	1,6	1,5	1,4
Ниже 40	5,6	4,8	4,0	3,6	3,2	3,0	2,8	2,6	2,4	2,2	2,0

Примечание — Относительную влажность воздуха окружающей среды принимают по СПиП 23-01 как среднюю месячную относительную влажность наиболее теплого месяца для района строительства.

$$E_{b,cr} = \frac{E_b}{1 + \varphi_{b,cr}}, \quad (5.1)$$

где $\varphi_{b,cr}$ — коэффициент ползучести.

При непродолжительном действии нагрузки значение начального модуля деформаций бетона определяют умножением E_b на коэффициент 0,85.

Значения коэффициента ползучести бетона $\varphi_{b,cr}$ принимают в зависимости от условий окружающей среды (относительной влажности воздуха) и класса бетона. Значения коэффициента ползучести бетона приведены в таблице 5.2.

5.8 Арматура, расположенная внутри сечения конструкции, должна иметь защитный слой бетона (расстояние от поверхности арматуры до соответствующей грани конструкций), чтобы обеспечивать:

- совместную работу с бетоном;
- анкеровку арматуры в бетоне и возможность устройства стыков арматурных элементов;
- сохранность арматуры от воздействия окружающей среды (в том числе при наличии агрессивных воздействий);
- огнестойкость и огнесохранность.

Минимальные значения толщины защитного слоя бетона для рабочей арматуры следует принимать по табл. 8.1 СП 52-101.

5.9 Во время пожара защитный слой бетона предохраняет арматуру от быстрого нагрева ее до критической температуры. Предел огнестойкости увеличивается, если применить огнезащитное покрытие. Известково-цементная штукатурка толщиной 15 мм, гипсовая — толщиной 10 мм, вермикулитовая — толщиной 5 мм или теплоизоляция из минерального волокна толщиной 5 мм эквивалентны увеличению на 10 мм толщины защитного слоя тяжелого бетона. Огнезащитные покрытия, применяемые для

повышения предела огнестойкости конструкций, также могут иметь армирование.

6 Основные требования к конструированию

6.1 Монолитные конструкции

6.1.1 Монолитные пространственные конструкции проектируют, как правило, с гладкой плитой, толщина δ которой должна удовлетворять п. 8.2 СП 52-101.

С целью повышения жесткости поля оболочки или складки допускается предусматривать ребра, как правило, прямоугольного или трапециевидного сечения. Шаг ребер определяют расчетом поля оболочки или плиты складки на прочность, устойчивость или локальную несущую способность (см. п. 5 настоящего СП). С целью уменьшения изгибающих моментов в плите оболочки и упрощения опалубки рекомендуется ось симметрии сечения ребер совмещать с направлением нормали к поверхности (а для ребер, расположенных в местах перелома складчатой поверхности, — с направлением биссектрисы угла сопряжения граней).

6.1.2 Монолитные тонкостенные конструкции покрытий можно проектировать для любых очертаний поверхности и форм плана, предусмотренных п.4.1.1 настоящего СП. С целью сокращения трудоемкости и стоимости опалубки рекомендуется применять тонкостенные конструкции, удобные для использования многократно оборачиваемой (подвижной и переносной) опалубки:

с линейчатыми поверхностями (цилиндрические, гиперболические оболочки, конусы, призматические складки);

с поверхностями переноса положительной гауссовой кривизны (параболические и круговые оболочки).

СП 52-117-2008

Стрелу подъема монолитных оболочек обычно принимают от $1/10$ до $1/5$ пролета. Угол наклона касательной к поверхности монолитных покрытий с горизонтом для их бетонирования на односторонней опалубке, как правило, должен быть не более 35° .

6.1.3 В качестве бортовых элементов оболочек, складок, многуграничников рекомендуется предусматривать баджи, рамы или арки, как правило, прямоугольного или квадратного сечения, высоту которых принимают не менее $1/80$ пролета или фермы.

6.1.4 Переход от плиты к бортовым элементам (а также к ребрам) должен быть плавным в виде вута шириной до 10δ . Если устройство вута недостаточно для восприятия краевых изгибающих моментов, следует предусматривать соответствующие утолщения плиты на величину от $0,5\delta$ до δ . В необходимых случаях, согласно требованиям расчета, плита может иметь плавное утолщение от центра к бортовым элементам.

6.1.5 Армирование монолитных пространственных конструкций рекомендуется проектировать с использованием готовых сварных сеток и каркасов.

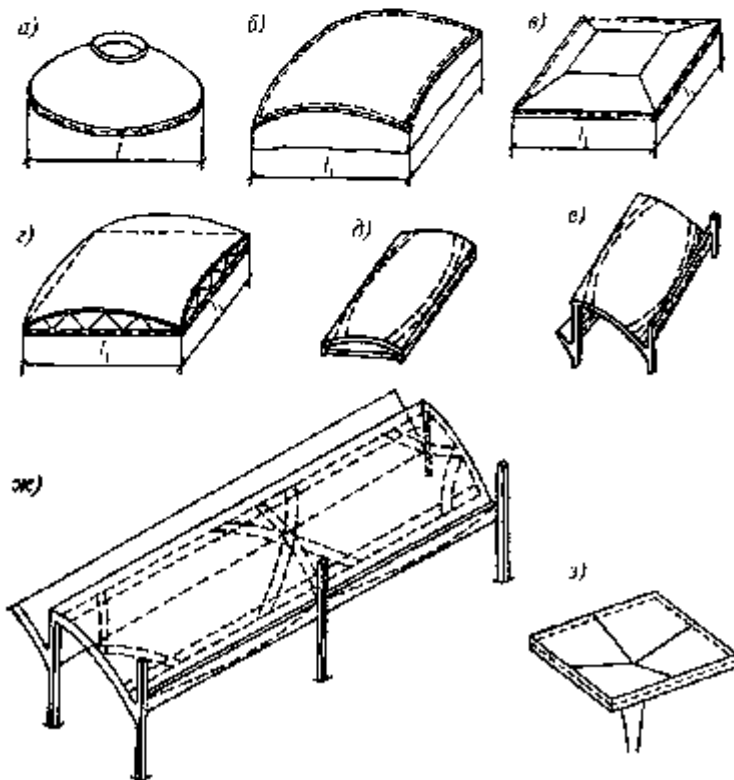
Изгибаемые плиты должны иметь у растянутой грани не менее одной арматурной сетки. Сжатые плиты, толщина которых назначается из условия местной несущей способности или

устойчивости, и растянутые плиты рекомендуется армировать по расчету двумя сетками, расположенными симметрично относительно срединной поверхности с минимально допустимой величиной защитного слоя бетона.

Если в плите конструкции арматура по расчету не требуется, то рекомендуется предусматривать конструктивное армирование не менее одной сетки из стержней диаметром $3-4$ мм. Наибольшие расстояния между осями стержней, обеспечивающие эффективное вовлечение в работу бетона, равномерное распределение напряжений и деформаций, а также ограничение ширины раскрытия трещин между стержнями арматуры должны быть не более 4δ или 200 мм.

6.1.6 Для восприятия основных растягивающих усилий в контурных элементах, диафрагмах и затяжках большепролетных покрытий рекомендуется предусматривать предварительно напрягаемую арматуру, принимаемую согласно СП 52-102 и п. 5.7 настоящего СП.

Предварительно напрягаемую арматуру рекомендуется располагать в каналах или пазах с последующим замоноличиванием бетоном или без сцепления с бетоном в трубчатых каналообразователях с последующим их заполнением различного рода противокоррозионными смазками. Схемы расположения напрягаемой арматуры в основных типах пространственных конструкций показаны на рис. 6.1.



а - в куполе; б - в шатровой складке; в - в пологой оболочке положительной гауссовой кривизны, опертой по контуру; г - то же, с фермами-диафрагмами, опертыми в углах оболочки; д - в цилиндрической оболочке; е - в шедовой шатрообразной оболочке; ж - в шедовой неразрезной оболочке, армированной перекрестными пучками; з - в ленточной оболочке, образованной из четырех гиперболических параболоидов

Рисунок 6.1 — Схемы расположения напрягаемой арматуры

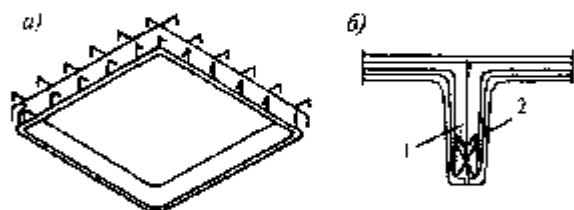
СП 52-117-2008

В бортовых элементах балочных оболочек и складок до 80 % основной растянутой арматуры допускается концентрировать у растянутой грани. В остальных случаях растянутую арматуру в тонкостенных элементах пространственных конструкций рекомендуется располагать, по возможности, равномерно вдоль растянутой зоны сечения оболочки, складки или многогранника.

6.2 Сборно-монолитные конструкции

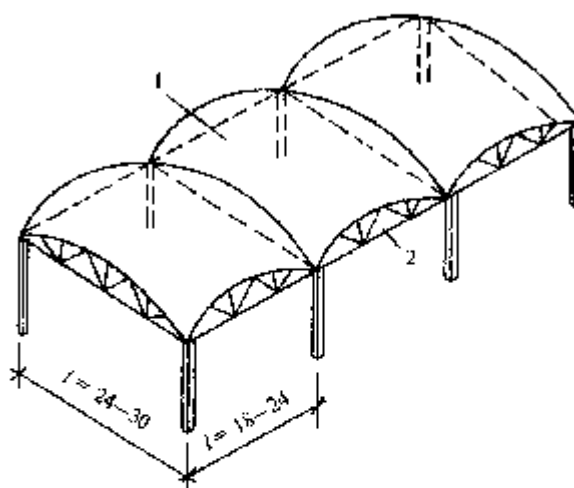
6.2.1 Сборно-монолитные конструкции покрытий и перекрытий можно проектировать с применением в качестве несущей опалубки (рис. 6.2) железобетонных или армоцементных тонкостенных элементов, обеспечивающих создание готовой поверхности потолка, удовлетворяющей архитектурно-конструктивным требованиям. При проектировании армоцементных элементов несущей опалубки следует соблюдать требования СНиП 2.03.03. Несущую опалубку пространственных конструкций рассчитывают на усилия от веса уложенного монолитного бетона и монтажных нагрузок с учетом ее последующей работы в качестве элемента составного сечения на эксплуатационные нагрузки. Поверхность несущей опалубки, соприкасающаяся с монолитным бетоном, и выпуски арматуры должны обеспечивать совместную работу опалубки и монолитного бетона.

6.2.2 При проектировании сборно-монолитных конструкций с целью упрощения лесов и подмостей рекомендуется предусматривать сборные диафрагмы, бортовые элементы или ребра в соответствии с принятым проектом организации работ. Схема сборно-монолитной оболочки покрытия промышленного здания приведена на рис. 6.3. Сборные диафрагмы и бортовые элементы могут быть железобетонными, в том числе с несущей арматурой, и металлическими.



а — тонкостенный коробчатый железобетонный или армоцементный элемент; б — деталь поперечного сечения конструкции: 1 — монолитный бетон; 2 — выпуски арматуры из несущей опалубки

Рисунок 6.2 — Сборно-монолитные оболочки с использованием несущей железобетонной или армоцементной опалубки



1 — монолитная плита-оболочка; 2 — металлическая или сборная железобетонная ферма-диафрагма

Рисунок 6.3 — Схема сборно-монолитной оболочки покрытия

Для обеспечения передачи контактных усилий между монолитным бетоном и сборными элементами в зонах омоноличивания этих элементов рекомендуется предусматривать шпонки, упоры, выпуски арматуры, закладные детали (см. п. 6.4 настоящего СП).

6.2.3 Для облегчения массы сборных элементов, работающих на существенные монтажные усилия, при проектировании рекомендуется применять на время монтажа временные затяжки, опоры и другие подкрепляющие устройства. Выбор бетона и арматуры при этом рекомендуется производить с учетом условий их изготовления, предусмотренных проектом производства работ (СНиП 3.03.01).

6.2.4 Размеры поперечного сечения сборно-монолитных пространственных конструкций (плиты, ребер, бортовых элементов и диафрагм) рекомендуется принимать согласно расчету на усилия, действующие в стадии эксплуатации.

При конструировании монолитных частей сборно-монолитных конструкций необходимо учитывать рекомендации пп. 6.1.1—6.1.5 настоящего СП.

6.3 Сборные конструкции

6.3.1 Сборные пространственные конструкции рекомендуется проектировать из тонкостенных панельных, блочных (арочных) и других сборных элементов, которые после установки на место соединяются омоноличиванием и сваркой закладных деталей и образуют своды, оболочки, складки и другие конструкции покрытий и перекрытий. Стыки сборных простран-

СП 52-117-2008

ственных конструкций должны быть рассчитаны и законструированы так, чтобы они могли надежно передавать от одного элемента к другому усилия, возникающие в соединении при монтаже (в том числе в стыках укрупненных элементов и при навесной сборке без лесов) и в процессе эксплуатации.

Элементы сборных конструкций должны удовлетворять требованиям расчета и быть целесообразными по форме и размерам с точки зрения технологии их изготовления, перевозки и монтажа, в том числе монтажа блоками с применением укрупнительной сборки монтажных элементов на строительной площадке (СНиП 3.03.01).

Допускается применять крупноразмерные элементы, изготавливаемые на строительной площадке, в большепролетных и других уникальных конструкциях, а также во всех случаях, когда это технически и экономически целесообразно.

При проектировании сборных пространственных конструкций и их элементов отклонения от их номинальных размеров следует назначать согласно ГОСТ 13015.

6.3.2 Очертание срединной поверхности сборных оболочек покрытий выбирается с учетом удобства расчленения конструкции покрытия или перекрытия на минимальное число типов панелей и других элементов при максимальной их повторяемости. Например, для оболочек положительной гауссовой кривизны могут применяться поверхности вращения (сферическая, тора) или круговая поверхность череноса.

В качестве сборных элементов пространственных конструкций покрытий и перекрытий рекомендуется предусматривать:

панели плоские или цилиндрические, в том числе комплексные, повышенной готовности; диафрагмы и бортовые элементы в виде балок, арок, безраскосных и раскосных ферм, балок-стенок.

Балки и арки могут иметь прямоугольное, тавровое, двутавровое, пустотелое и другие поперечные сечения. Растянутые и изгибаемые диафрагмы и бортовые элементы, а также панели длиной 12 м и более целесообразно проектировать с предварительно-напряженной арматурой, а в случае необходимости на период монтажа — с временными подкреплениями (см. также п. 6.2.3 настоящего СП).

При конструировании сборных пространственных покрытий и перекрытий допускается и другое членение при соответствующем технико-экономическом обосновании, например на панели, включающие части бортовых элементов или диафрагм. Примеры членения основных сборных покрытий и перекрытий приведены на рис. 6.4.

6.3.3 Поперечные сечения сборных элементов, как правило, должны иметь размеры, не менее: по толщине плиты 8—30 мм; по высоте сечения основных ребер панелей h — $1/20$ их длины; по ширине сечения ребер панелей b — 40 мм.

Бортовые балочные элементы следует конструировать, по возможности, аналогичными типовым железобетонным балкам покрытий и перекрытий, а бортовые растянутые элементы оболочек положительной гауссовой кривизны — с предварительно напряженной арматурой. Для бортовых элементов небольших пролетов допускается обычное армирование.

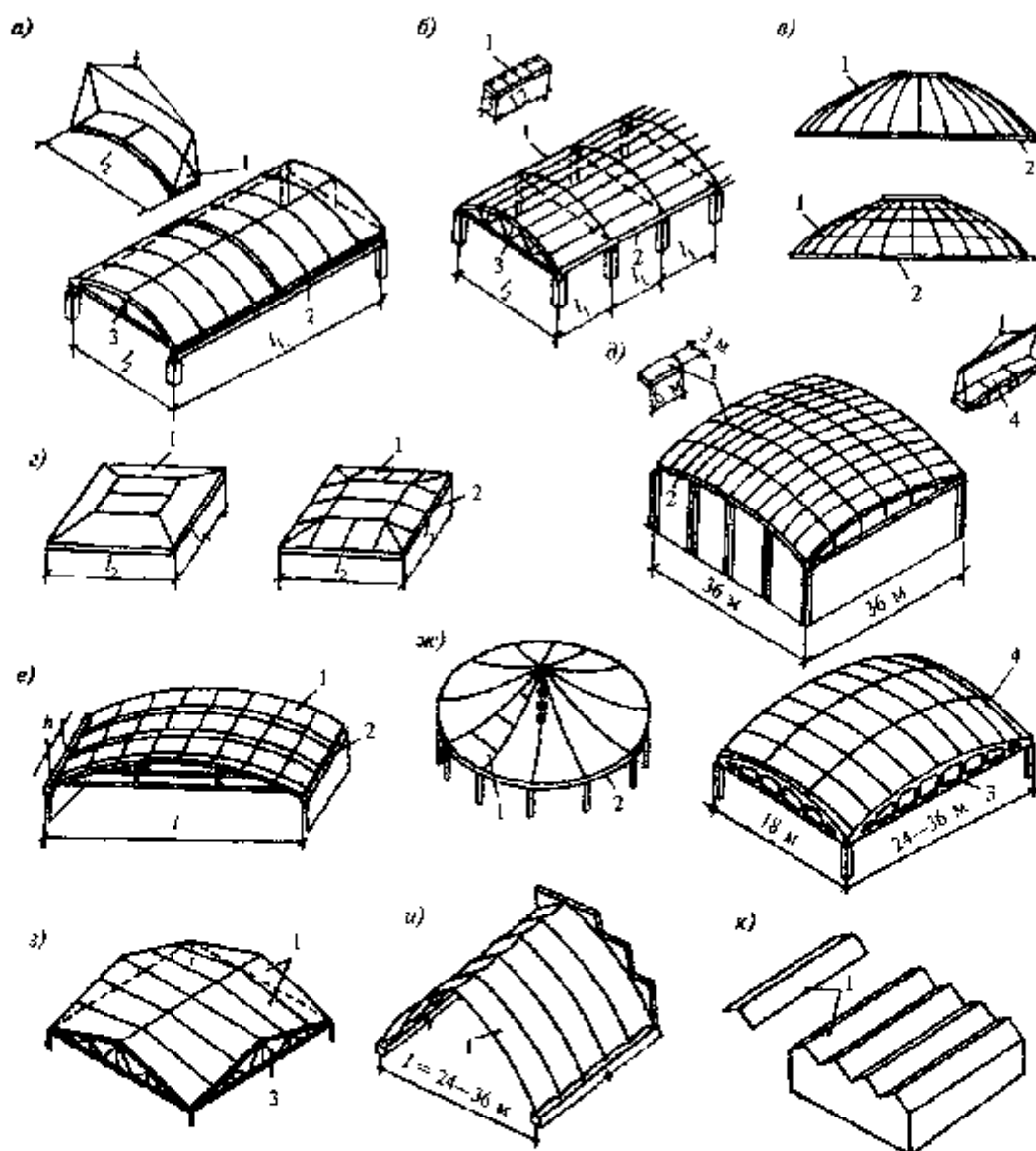
6.3.4 В местах действия крайних моментов и максимальных главных растягивающих напряжений плиту допускается утолщать, в том числе с помощью слоя монолитного бетона, укладываемого по сборным плитам. При этом должны быть предусмотрены необходимые дополнительные армирование монолитного слоя (например, в углах оболочек положительной гауссовой кривизны) и конструктивные и технологические мероприятия для надежного сцепления монолитного слоя со сборными панелями. Толщина плиты сборных элементов может быть переменной, плавно изменяющейся между ребрами, или ступенчатой, постоянной в пределах пролета.

6.3.5 Основная арматура сборных пространственных конструкций предусматривается в плите и ребрах панелей, бортовых балках, диафрагмах и других элементах покрытия или перекрытия. В случае, когда арматура, установленная в сборных элементах, недостаточно, сборные пространственные конструкции могут иметь дополнительное армирование в виде предварительно напряженных поясов и отдельных элементов или стержней, укладываемых в процессе возведения конструкции. Предварительное напряжение такой арматуры осуществляется натяжением на бетон и последующим бетонообразованием. В стыках между панелями и другими элементами (например, для обеспечения неразрезности в местах сопряжения соседних оболочек) также допускается укладывать стержни или сетки дополнительного армирования.

6.3.6 Сборные конструкции в виде панелей-оболочек, панелей-складок (размером, равным пролету между опорами покрытий или перекрытий зданий) проектируют исходя из условия, что они изготавливаются, перевозятся и монтируются как готовые пространственные конструкции.

Соединения элементов при укрупнительной сборке должны быть достаточно простыми для выполнения, как правило, без замоноличивания.

СП 52-117-2008



а — длинная цилиндрическая оболочка из панелей размером 3×6 м, бортовых элементов и диафрагм, монтируемая укрупненными элементами; б — то же, короткая из плоских панелей размером 3×12 м и диафрагм; в — оболочка вращения из трапециевидных криволинейных или плоских панелей; г — тентовые складки из трапециевидных и прямоугольных панелей; д — оболочки двойной кривизны из панелей размером 3×6 м, монтируемые укрупненными элементами размером 3×18 м; е — волнистый свод из плоских панелей; ж — шатровая висячая оболочка (со средней опорой) из трапециевидных панелей; з — сплюснутая оболочка из четырех гиперболических параболоидов, собранных из небольших панелей размером 3×9 м; и — стрельчатый свод-оболочка из гиперболических панелей с торцевой стенкой-диафрагмой; к — складчатое покрытие; 1 — панель; 2 — бортовой элемент; 3 — ферма-диафрагма; 4 — монтажный блок размером 3×18 м

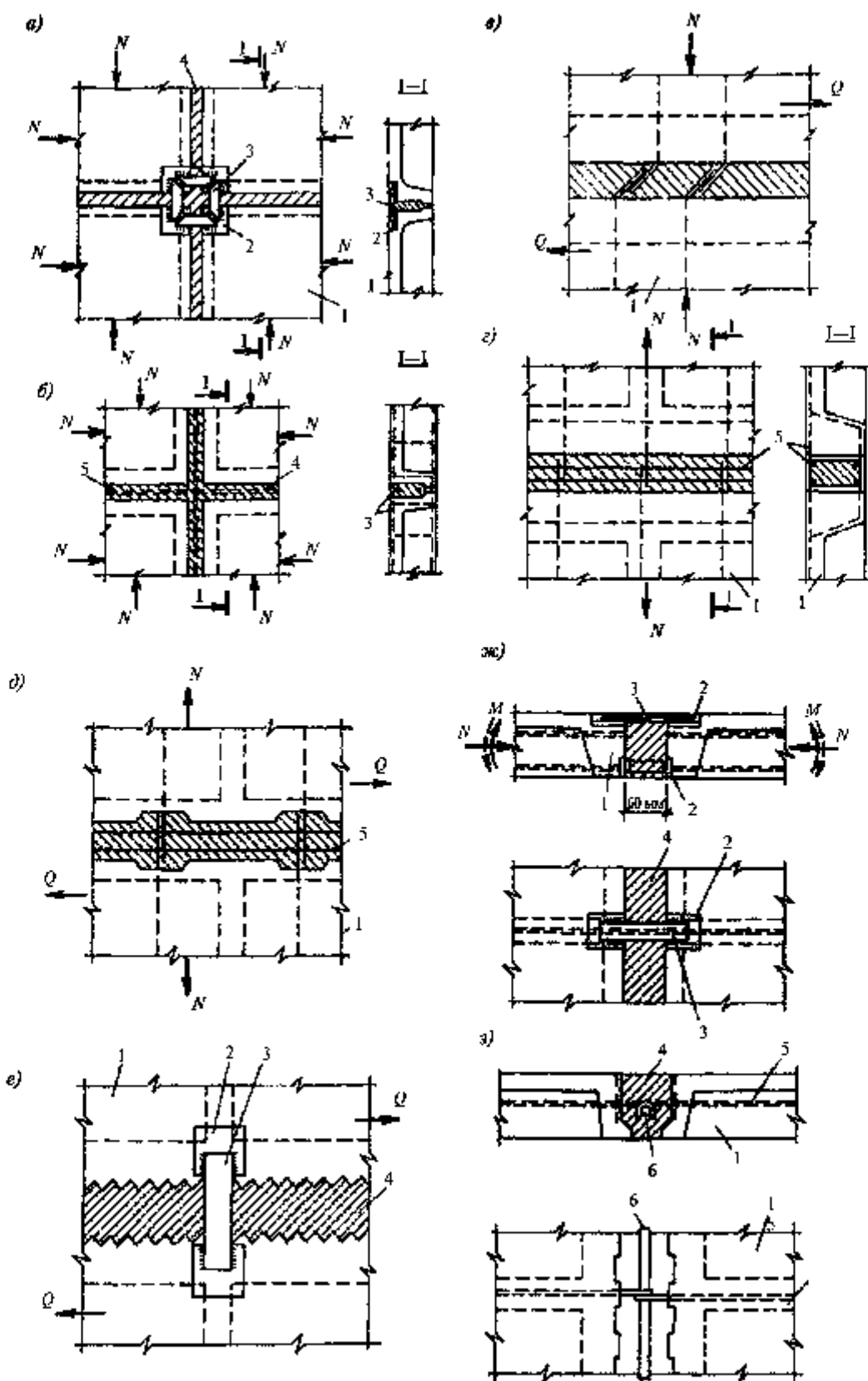
Рисунок 6.4 — Примеры членения сборных пространственных покрытий и перекрытий

6.3.7 В комбинированных пространственных конструкциях покрытий плита оболочки или складки может выполняться из железобетона, а бортовые элементы, устройства для подвесных кранов и др. — из стальных ферм, балок и т.п. При проектировании таких конструкций рекомендуется предусматривать совместную работу железобетонных и металлических элементов покрытия или перекрытия.

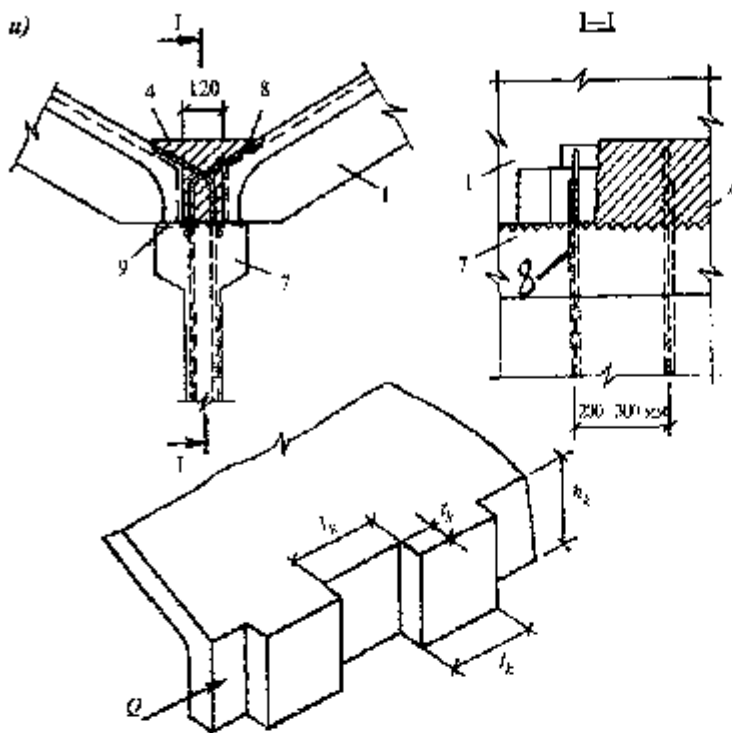
6.4 Стыки сборных конструкций

6.4.1 Стыки конструкций должны быть надежны и просты при сборке и замоноличивании. Следует различать расчетные, проектируемые для восприятия расчетных усилий и конструктивные стыки (например, замоноличенный стык между соседними панелями-оболочками КЖС). К конструктивным стыкам требование расчета по прочности не предъявляется.

СП 52-117-2008



СП 52-117-2008



а — сжатый стык панелей со сварными накладками; б — то же, с перепуском арматуры; в — то же, с отгибами при наличии сдвигающих усилий; г — растянутый стык; д — то же, при наличии сдвигающих усилий; е — стык со сваркой накладкой и пропонками, работающий на сдвиг; ж — то же, испытывающий сжатие с изгибом; з — стык панелей вместе с оболочкой из венте; и — стык панелей и диафрагмы смежных оболочек и схема шпонок стыка; л — панель; м — закладная деталь; н — соединительная накладка; о — бетон замоноличивания; п — продольная арматура стыка; р — ванта в трубе с защитной смазкой; с — диафрагма с выпусками арматуры; т — сварной шов; у — шпонки

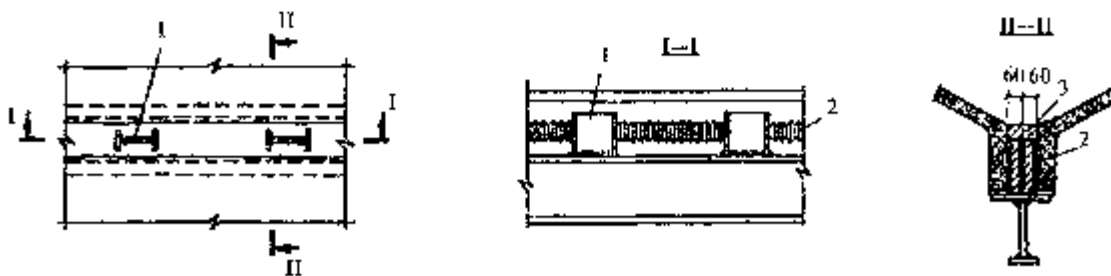
Рисунок 6.5 — Схема стыков сборных конструкций

6.4.2 Расчет стыков по прочности рекомендуется производить в зависимости от вида передаваемых через них усилий. Расчетные стыки оболочек, складок и многогранников, как правило, конструируются со шпонками с целью передачи касательных, а также сжимающих или растягивающих усилий. В сжатых стыках допускается учитывать сопротивление трению при действии минимальной величины сжимающего усилия или напряжение сцепления бетона замоноличивания с бетоном сборных элементов величиной $\tau \leq 0,25 R_p$. Схемы стыков приведены на рис. 6.5.

6.4.3 В стыках железобетонных элементов со стальными диафрагмами и бортовыми элементами вместо шпонок в металлической конструкции предусматриваются жесткие упоры и

отрезки стержней (рис. 6.6). Жесткие упоры предусматриваются также в стыках с железобетонными диафрагмами в случае, если шпонок недостаточно для восприятия сдвигающих усилий.

6.4.4 Соединение арматуры в стыках рекомендуется осуществлять сваркой стержней с закладными деталями или между собой, а также с перепуском концов стержней и сеток согласно требованиям п. 6.4.2 (ГОСТ 14098 и ГОСТ 10922). С целью уменьшения зоны перепуска арматуры допускается стыкование с помощью перепуска петель диаметром (или размером стороны) не менее $10d$ с заделкой в шов каждой стороны на длину не менее $15d$ (здесь d — диаметр стыкуемых стержней). При расположении петель в вертикальной плоскости внутри петель по их периметру должны быть заложены про-



1 — стальной упор; 2 — шпонки; 3 — бетон замоноличивания

Рисунок 6.6 — Схема стыков соединений железобетонных и металлических элементов

СП 52-117-2008

дольные по стыку стержни (рис. 6.5, г). При расположении петель в горизонтальной плоскости к ним привариваются продольные стержни. Расчетные стыки на период монтажа допускается проектировать без замоноличивания, предусматривая передачу возникающих в них усилий через соединительные металлические детали (рис. 6.5, ж).

Металлические детали стыков должны быть защищены от коррозии согласно СНиП 2.03.11.

6.4.5 Размер ширины стыков следует назначать с учетом положительных и отрицательных допусков для размеров собираемых элементов, но не менее 40 мм и, как правило, не более 150 мм.

Передача монтажных сжимающих усилий в стыках допускается через металлические закладные детали без применения замоноличивания. При этом прочность бетона сборных элементов в стыке должна быть проверена на местное сжатие.

Ширина раскрытия трещин на уровне арматуры должна быть не более допустимой по п.6.4.5 СНиП 52-01.

6.4.6 С целью сокращения размеров и количества закладных деталей и стержней, проектируемых в стыке, а также упрощения работ по стыкованию арматуры допускается основную арматуру в элементах и в стыках покрытий сосредотачивать на отдельных небольших участках в зоне ребер, пересекаемых стыком (но не реже чем через 3 м), а при отсутствии ребер — на участках протяженностью 5–10 тыщин плиты при расстоянии между участками 10–20 тыщин плиты.

6.4.7 В стыках элементов, работающих на растяжение или изгиб, все растягивающие усилия должны быть восприняты надежно заанкеренной арматурой (как правило, являющейся продолжением основной арматуры ребер стыкуемых элементов).

В стыках, воспринимающих касательные усилия сдвига с помощью шпонок, размеры выступов и углублений, образуемых в бетоне сборных элементов и в бетоне замоноличивания, должны удовлетворять расчету шпонок на смятие Q_1 и срез Q_2 по формулам:

$$Q_1 \leq R_b l_k n_k; \quad (6.1)$$

$$Q_2 \leq 2R_b h_k l_k n_k, \quad (6.2)$$

здесь R_b , R_{br} — расчетные сопротивления бетона сборных элементов или замоноличивания соответственно при осевом сжатии и растяжении;

l_k , h_k , t_k — длина, высота и глубина шпонок (рис. 6.5, и).

Если через стык передаются местные сдвигающие усилия, то число шпонок n_k учитывают только в зоне действия этих усилий, при этом две крайние шпонки не учитываются.

Гибкие выпуски арматуры и соединения закладных деталей, расположенные перпендикулярно к оси стыка, как правило, не учитываются в расчете на усилия сдвига. Их устанавливают для восприятия возможных растягивающих усилий, перпендикулярных оси шва, и по конструктивным соображениям. Если такое армирование может полностью воспринять данные растягивающие усилия, то в формуле (6.2) вместо $2R_b$ допускается принимать $3R_{br}$.

Если шпоночный шов обжат усилием N , перпендикулярным плоскости шва, то высоту шпонок допускается определять по формуле

$$h_k = (Q_2 - 0,7N)/(2R_b l_k n_k) \quad (6.3)$$

и принимать уменьшенной прогиб высоты, определяемой по формуле (6.2), но не более чем в два раза.

6.5 Отверстия и проемы

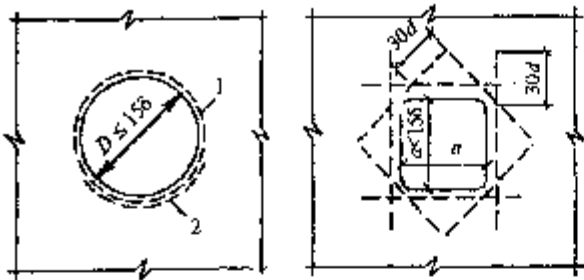
6.5.1 В тонкостенных пространственных конструкциях допускается проектировать отверстия и проемы различной формы в пределах расстояния между диафрагмами или ребрами жесткости, а также большей величины, но с прорезкой расчетом. Светлые проемы могут устраиваться также с применением перелопа поверхностей покрытия или раздвижки оболочек, складок или сводов.

При больших размерах проемов в плите рекомендуется устраивать распорки и раскосы, которые вместе с окаймляющими ребрами образуют раму или ферму, способную воспринять нормальные или касательные усилия, или только нормальные усилия. Возможно применение специальных металлических конструктивных элементов, обеспечивающих прочность и жесткость железобетонных элементов оболочек с отверстиями и подерживающих светопрозрачные панели.

6.5.2 Отверстия в плите оболочек и складок с размером сторон (или диаметром) не более 15δ допускается устраивать без специального утолщения края плиты, но с установкой конструктивной арматуры, окаймляющей отверстие, диаметром не менее 8 мм при $\delta > 30$ мм.

Отверстия рекомендуется проектировать круглыми, овальными или многоугольными с округлением углов радиусом $r \geq 2\delta$ (рис. 6.7).

СП 52-117-2008



1 — арматура; 2 — стык арматуры с перекрестком на 30δ или равнопрочной сварной стык

Рисунок 6.7 — Окаймляющее армирование отверстий

6.5.3 В зоне отверстий швыты размером более 15δ края полков и стенок должны иметь утолщение и армирование, принимаемое по расчету. Утолщение должно иметь высоту $\geq 3\delta$, ширину $\geq 2\delta$ и площадь бетона и арматуры не менее чем площадь бетона и арматуры в поперечном сечении вырезанной части плиты. Отверстия, устраиваемые в растянутых полках или стенках, должны иметь в ребрах количество арматуры, достаточное для восприятия усилия, приходящегося на вырезанную часть полки или стенки.

6.6 Деформационные швы

6.6.1 В пространственных покрытиях и перекрытиях в соответствии с п.8.2.3 СП 52-101 следует предусматривать их разрезку постоянными и временными температурно-усадочными швами, расстояние между которыми назначают в зависимости от климатических условий, конструктивных особенностей сооружения, последовательности производства работ и т.п. Кроме того:

в многопролетных покрытиях швы следует устраивать между парными бортовыми элементами (рис. 6.8);

в складчатых и волнистых сводчатых покрытиях деформационные швы, с целью повышения их водонепроницаемости, рекомендуется проектировать на гребне у складки или волны свода;

температурно-усадочные деформации пространственных конструкций должны компенсироваться за счет гибких или качающихся ко-

лонн, а также катучих, скользящих или упруго-деформируемых (полимерных прокладок) опорных устройств. При больших (100 м и более) пролетах, как правило, применяют свободно податливые опоры при условии неподвижного закрепления покрытия не менее чем в двух точках по сторонам контура или в углах;

деформационные швы покрытия должны совпадать со швами, перерезающими стены, если специально не предусмотрены мероприятия для независимого деформирования стен и покрытия.

6.6.2 Покрытия с круглым или полигональным планом (оболочки вращения, складчатые купола и т.п.) диаметром более 40 м, в которых не могут быть предусмотрены деформационные швы, должны опираться по контуру на гибкие колонны или подвижные опоры в радиальном направлении, допускающие компенсацию температурных и усадочных деформаций.

6.6.3 В распорных покрытиях пролетом более 40 м, опирающихся жестко или шарнирно непосредственно на фундаменты, температурно-усадочные деформации рекомендуется учитывать как при расчете, так и при проектировании.

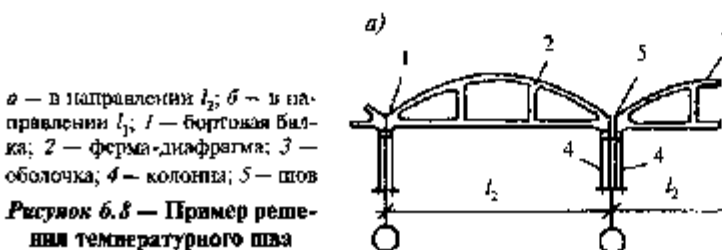
7 Своды

Основные положения

7.1 Своды представляют собой несущую железобетонную пространственную конструкцию покрытия в виде изогнутой вдоль оси гладкой или волнистой плиты, обладающей распором и работающей на сжатие с изгибом.

Сводчатые покрытия проектируются, как правило, из сборных железобетонных элементов для прямоугольных в плане однопролетных или многопролетных зданий. По продольным краям (вдоль образующей) своды могут опираться на колонны, стены или непосредственно на фундаменты.

Распор сводов воспринимается затяжками (рис. 7.1) из стали или железобетона, поперечными стенами, рамами, контрфорсами или фундаментами (рис. 7.2). При проектировании сводов следует учитывать податливость элемен-



a — в направлении l_2 ; б — в направлении l_1 ; 1 — бортовая балка; 2 — ферма-диафрагма; 3 — оболочка; 4 — колонна; 5 — шов

Рисунок 6.8 — Пример решения температурного шва

СП 52-117-2008

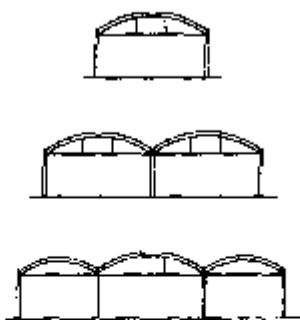


Рисунок 7.1 — Своды с затяжками

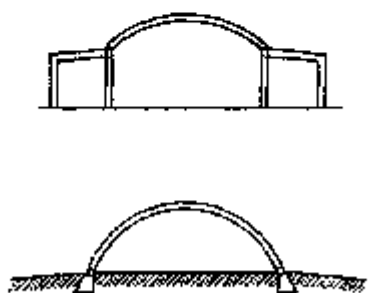


Рисунок 7.2 — Своды без затяжек

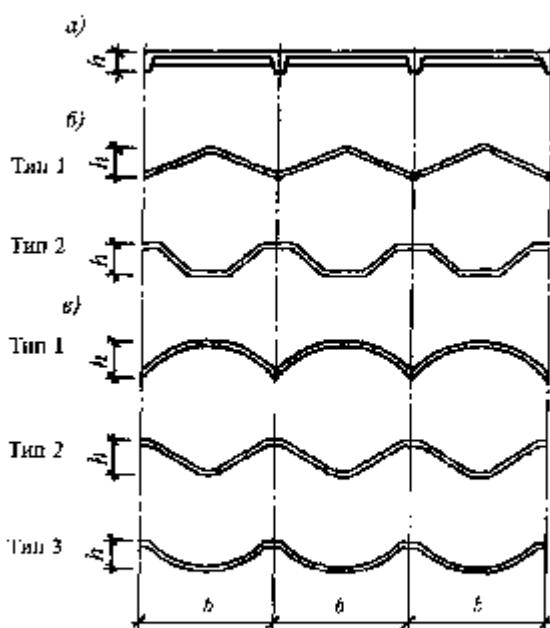
тов или конструкций, воспринимающих распор. Уменьшение податливости поперечных стен, контрфорсов и фундаментов может быть обеспечено установкой затяжек, расположенных ниже уровня пола.

7.2 Очертание свода рекомендуется принимать по дуге окружности, параболе, цепной линии или другим близким к ним кривым. Своды призматического (лопигонального) очертания состоят из прямолинейных участков, вписанных в дугу указанных выше кривых.

Очертание сводов, секции которых состоят из трех и большего числа элементов, с целью сокращения числа типоразмеров элементов рекомендуется принимать по дуге окружности.

7.3 Стрелу подъема сводов (в ключе) в зависимости от назначения и размеров перекрываемого помещения, способа восприятия распора, архитектурных требований и других условий рекомендуется принимать в пределах от 1/2 до 1/10 величины перекрываемого пролета.

7.4 По форме поперечного сечения (вдоль образующей) сводчатые покрытия делятся на цилиндрические (с прямолинейной образующей верхней поверхности), складчатые и волнистые. Придание поперечному сечению сводов складчатого (треугольного, трапециевидного) или волнистого очертания (рис. 7.3) повышает несущую способность сводчатых покрытий и позволяет существенно увеличить их пролет.



а — цилиндрические своды; б — складчатые своды (типы 1 и 2); в — волнистые своды (типы 1, 2, 3)

Рисунок 7.3 — Поперечные сечения сводчатых покрытий

По условиям изготовления элементов сборных сводчатых покрытий, удобству укладки утеплителя и устройства кровли цилиндрические и складчатые своды предпочтительнее волнистых.

Сборные элементы сводчатых покрытий рекомендуется изготавливать с пароизоляционным слоем, утеплителем и слоем кровельного ковра.

7.5 Деформативность складчатых и волнистых сводов в продольном направлении позволяет проектировать их без температурно-условных швов. При этом продольный каркас здания, служащий опорой для сводов, должен быть рассчитан на температурные воздействия. В случае необходимости устройства в каркасе деформационных швов в сводах между складками или волнами также должны устраиваться швы, перекрываемые компенсаторами.

Складки или волны сводов, примыкающие к деформационным швам, должны конструироваться с затяжками-распорками, диафрагмами и т. п., исключающими возможность деформации контура их поперечного сечения.

7.6 В сводчатых покрытиях могут быть предусмотрены проемы для зенитных светозащитных фонарей, вытяжных шахт и т. п. с учетом рекомендаций п. 6.5 настоящего СП. Допускается подвешивать к сводам край-балки или другое грузоподъемное оборудование, а также трубопроводы, площадки и т. п. При этом сосредоточенные нагрузки рекомендуется прикла-

дывать в местах расположения подкрепляющих ребер и переломов поверхности свода.

7.7 Своды рекомендуется проектировать из тяжелого или легкого бетона. Проектные классы бетонов назначаются по расчету с учетом рекомендаций п. 5 настоящего СП. Швы между сборными элементами сводчатых покрытий проектируются с замоноличиванием мелкозернистым бетоном класса по прочности на сжатие не менее В15.

7.8 Монолитные своды проектируются преимущественно цилиндрическими, очертание которых, по возможности, приближается к кривой давления от постоянной нагрузки. В сводах пролетом более 12 м следует предусматривать подкрепляющие ребра, расположенные в направлении перекрываемого сводом пролета. При проектировании монолитных сводов следует учитывать рекомендации п. 6.1 настоящего СП.

Рекомендации по расчету сводов

7.9 Своды рекомендуется рассчитывать как двухшарнирные или трехшарнирные тонкостенные арки (при наличии шарнирного стыка в ключе свода). Рассчитывается одна секция цилиндрического свода, складка или волна складчатого либо волнистого свода. При этом сечение складок или волн принимается недеформируемым. Работа крайних волн сводов в поперечном направлении учитывается согласно рекомендациям п. 7.20 настоящего СП.

Своды по предельным состояниям рассчитываются согласно СНиП 52-01 и с учетом рекомендаций п. 4.2 настоящего СП. При расчете сводов величины нагрузок и воздействий принимают согласно СНиП 2.01.07. При расчете элементов, воспринимающих опорные реакции сводов (затяжки, опорные фермы, контрфорсы и т. п.), снеговая нагрузка принимается равномерно распределенной по всему пролету свода.

Сосредоточенные нагрузки от подвесного грузоподъемного или другого оборудования, а также полосовые нагрузки рекомендуется полностью учитывать при расчете тех складок или волн свода, к которым они непосредственно приложены, без учета их взаимодействия со смежными складками или волнами.

7.10 При расчете сводов постоянного сечения со стрелой подъема $f > l/8$ следует учитывать нагрузку g_x (дополнительную нагрузку, вызываемую уклоном покрытия в сечениях, отстоящих на расстоянии x от опор), которая увеличивается в направлении от ключа к

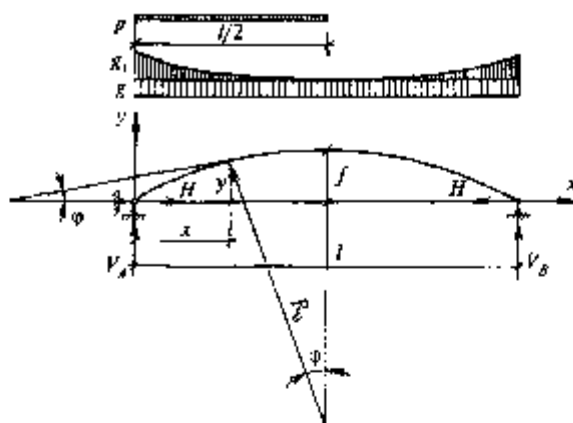


Рисунок 7.4 — Расчетная схема свода

пятам (рис. 7.4) по кривой, определяемой формулой

$$g_x = g \left(\frac{l}{\cos \varphi} - l \right), \quad (7.1)$$

где g — постоянная нагрузка в ключе свода;
 φ — угол наклона касательной к оси свода в рассматриваемом сечении.

При очертании оси сводов по дуге окружности (рис. 7.4) R_0 , φ , y , s определяются по формулам:

$$R_0 = \frac{l^2 - 4f^2}{8f}; \quad (7.2)$$

$$\varphi = \arcsin \left(\frac{0,5l - x}{R_0} \right); \quad (7.3)$$

$$y = f - R_0(1 - \cos \varphi); \quad (7.4)$$

$$s = R_0 2 \arcsin \left(\frac{l}{2R_0} \right). \quad (7.5)$$

При расчете складчатых сводов с треугольным очертанием поперечного сечения, распор которых воспринимается затяжками, расположенными в двух уровнях (см. рис. 7.9 и 7.10), следует принимать, что усилия между затяжками распределяются равномерно, при этом равнодействующая усилий в затяжках расположена в середине расстояния между ними по высоте.

7.11 Формулы для определения опорных реакций в двухшарнирной арке при равномерно распределенной, увеличивающейся к пятам (п. 7.10) и односторонней нагрузках с учетом влияния смещения опор и упругого обжатия арки на величину распора приведены в табл. 7.1.

СП 52-117-2008

Таблица 7.1

Схема нагрузки	Вертикальные реакции	Распор
	$V_A = V_B = ql/2$	$H = kgf^2/(8f)$
	$V_A = V_B = m_1 g_1 l$	$H = m_2 k g_1 l$
	$V_A = 3pl/8$ $V_B = pl/8$	$H = kpl^2/(16f)$

Коэффициенты m_1 и m_2 принимаются по табл. 7.2.

Таблица 7.2

f/l	m_1	m_2	f/l	m_1	m_2
1/2	0,061	0,007	1/5	0,142	0,093
1/3	0,099	0,031	1/6	0,15	0,116
1/4	0,127	0,061	1/7	0,155	0,15

Нагрузку g_1 в опорном сечении следует определять по формуле (7.1), принимая угол φ в этом сечении равным углу наклона элементов свода, примыкающих к опорам.

Коэффициент k , учитывающий влияние смещения пят вследствие упругого удлинения затяжек и обжатия сводов на величину распора, определяется по формуле

$$k = \frac{1}{1 + 1,876 \frac{I}{f^2} \left(\frac{E'}{E_t A_t} + \frac{n}{A} \right)}, \quad (7.6)$$

где I и A — момент инерции и площадь поперечного сечения складки или волны свода;

A_t и E_t — площадь поперечного сечения и модуль упругости стальных затяжек в пределах одной складки или волны свода; для железобетонных затяжек при нагрузках, действующих после их замоноличивания, следует учитывать работу бетона с трещинами;

Таблица 7.3

f/l	Длина оси свода S	Коэффициент n	f/l	Длина оси свода S	Коэффициент n
1/2	1,571	—	1/6	1,071	0,881
1/3	1,281	0,696	1/7	1,051	0,911
1/4	1,161	0,785	1/8	1,041	0,931
1/5	1,11	0,843	1/9	1,031	0,942
			1/10	1,021	0,952

*Свод очерчен по дуге окружности.

n — коэффициент, принимаемый в зависимости от подъема свода по табл. 7.3;

E' — модуль упругости бетона с учетом ползучести, а также податливости швов между панелями или элементами свода, определяемый по формуле

$$E' = \frac{1}{\frac{2}{E_b} + \frac{8 \cdot 10^{-6} \cdot h_p}{l_p h_s}}, \quad (7.7)$$

где E_b — начальный модуль упругости бетона;
 l_p — ширина панели или длина элемента свода в направлении перекрываемого пролета, м;

h_p — толщина приведенного сечения панели (п. 7.14) или элемента свода;

h_s — высота замоноличенного дна.

При восприятии распора сводов контрфорсами, фундаментами, поперечными стенами или другими конструкциями коэффициент k определяется по формуле

$$k = \frac{1}{1 + 1,876 \frac{I}{f^2} \left(\frac{2\Delta E'}{l} + \frac{n}{A} \right)}, \quad (7.8)$$

где Δ — горизонтальное смещение пяты свода при единичной величине распора H .

При расчете на температурные воздействия распор сводов H определяется по формуле

$$H = 1,876 \frac{E' f \alpha}{f^2} (t_1^0 - t_2^0) k, \quad (7.9)$$

где α — коэффициент линейного расширения бетона;

$t_1^0 > 0$ и $t_2^0 > 0$ — соответственно повышение температуры свода и затяжки.

При определении распора от собственного веса панелей или элементов сборных сводчатых покрытий принимается $k = 1$. Для сводов со стрелой подъема $f \geq l/3$ коэффициент k при всех нагрузках допускается не учитывать.

СП 52-117-2008

7.12 Изгибающие моменты M и нормальные силы N в поперечных сечениях складок или волн сводов определяются по формулам:

$$M = M_0 - Hy; \quad (7.10)$$

$$N = Q_0 \sin \varphi + H \cos \varphi, \quad (7.11)$$

где M_0 и Q_0 — изгибающий момент и поперечная сила в соответствующем сечении однопролетной балки пролетом l ;

H — распор складки или волны свода;
 y — ордината оси свода в рассматриваемом сечении.

7.13 Прочность сводов при внецентренном сжатии следует проверять в сечениях, расположенных в четвертях пролета, где при односторонней снеговой нагрузке возникают максимальные положительный и отрицательный изгибающие моменты. Проверка прочности сечений сводов производится согласно СНиП 52-01 и СП 52-101 при усилиях, определяемых по формулам (7.10) и (7.11).

При наличии сосредоточенных нагрузок проверяется прочность сечений с наибольшими изгибающими моментами.

7.14 При расчете складки свода (рис. 7.3, б, тип 1) принимается ее приведенное поперечное сечение (рис. 7.5), эквивалентное фактическому по площади и моменту инерции. Толщина приведенного сечения панелей свода в их средней части определяется путем деления площади поперечного сечения, расположенной между осями смежных поперечных ребер, на расстояние между ребрами в осях.

Приведенное поперечное сечение складки свода образуется путем суммирования толщины двух панелей по горизонтальному сечению.

7.15 Высота поперечного сечения складок свода h (рис. 7.3, б, тип 1) определяется из условия, чтобы определенная по деформиро-

ванной схеме (СП 52-101) величина эксцентриситета приложения нормальной силы относительно центра тяжести сечения не превышала $0,7y$, где y — расстояние от центра тяжести сечения до его края в сторону эксцентриситета. При соблюдении этого условия расчет сечений производят как для внецентренно сжатых бетонных элементов без учета сопротивления растянутой зоны. При этом в растянутой зоне сечения, согласно СП 52-101, должна быть установлена конструктивная арматура. С учетом знаковых переменной изгибающих моментов эта арматура устанавливается в панелях у верхнего и нижнего краев поперечного сечения складки. В случае, если при соблюдении условия $e_0 \eta \leq 0,7y$ прочность складки окажется недостаточной, рекомендуется увеличить высоту ее поперечного сечения. По краям поперечного сечения складки в панелях устанавливается рабочая арматура, и сечение складки рассчитывается как железобетонное. Рабочая арматура в панелях устанавливается также в тех случаях, когда высота сечения складок ограничена архитектурными требованиями.

7.16 При расчете складчатых и полигональных сводов (рис. 7.3, б и рис. 7.8) следует учитывать дополнительный положительный изгибающий момент M_1 , возникающий вследствие прямолинейности участков складки или элементов полигональных сводов и определяемый по формуле

$$M_1 = Ne_1, \quad (7.12)$$

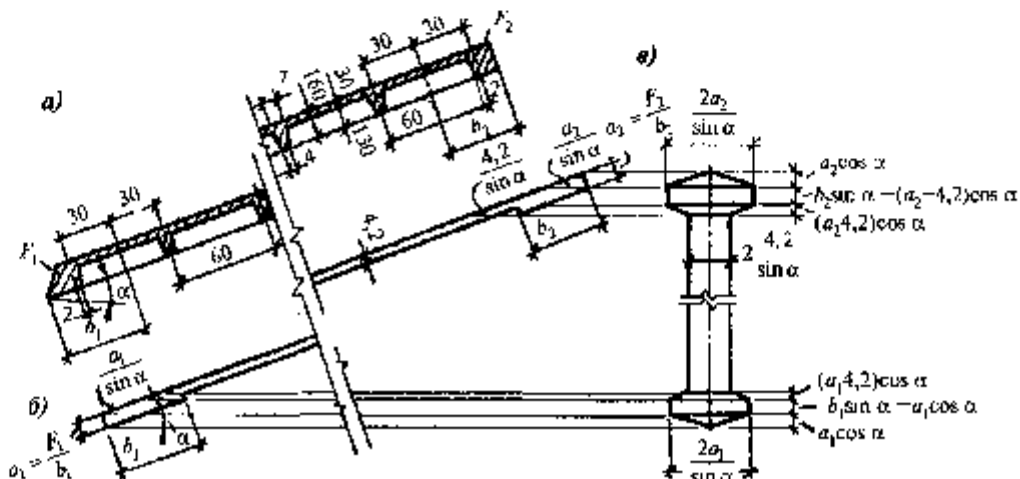
Величина эксцентриситета e_1 (рис. 7.6) определяется по формуле

$$e_1 = R_0 \left(1 - \cos \frac{\varphi_0}{2} \right), \quad (7.13)$$

где R_0 — радиус оси свода;

φ_0 — центральный угол, ограничивающий края прямолинейного элемента складки.

а — сечение панели свода; б — приведенное сечение панели; в — приведенное сечение складки свода
Рисунок 7.5 —
Приведенное поперечное сечение складки свода



СП 52-117-2008

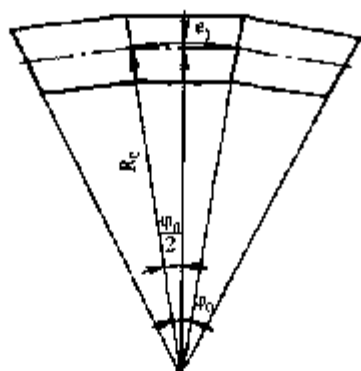


Рисунок 7.6 Экцентриситет приложения нормальной силы на прямолинейных участках складки

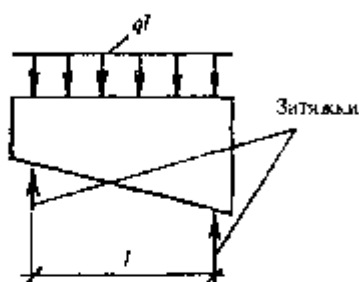


Рисунок 7.7 — Расчетная схема опорной панели

7.17 Расчетная длина свода l_0 в направлении перекрываемого пролета принимается равной:

- для двухшарнирных сводов $l_0 = 0,54S$;

- для трехшарнирных сводов $l_0 = 0,58S$,

где S — длина оси свода, определяемая по табл. 7.3.

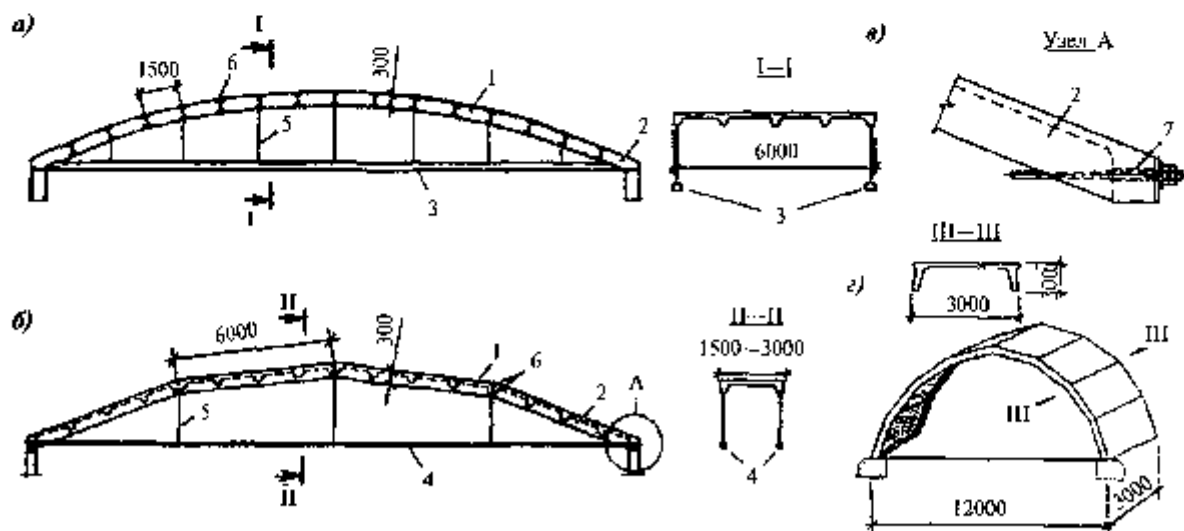
7.18 Ребристые панели складчатого свода (рис. 7.9) следует рассчитывать на изгиб от местной постоянной и снеговой нагрузок по короткому пролету, принимая, что опоры панелей являются шарнирными и находятся в местах стыков между ними, по линиям переломов очертания складок. Этим расчетом определяется сечение арматуры в поперечных ребрах панелей. Усилия в арматуре поперечных ребер уменьшаются вследствие наклонного положения панелей. Сечение арматуры в продольных ребрах рекомендуется определять из условия прочности панелей при транспортировании и монтаже.

Сплошные опорные панели (рис. 7.9) рассчитываются на изгиб в своей плоскости как балки-стенки на двух опорах от равномерно распределенных по сечению складки нормальных сжимающих сил. При этом принимают, что опоры панелей являются затяжки сводчатого покрытия (рис. 7.7). Величину растягивающего усилия в рабочей арматуре N_p , устанавливаемой у примыкающего к фермам продольного края панелей, допускается определять по формуле

$$N_p = 0,2qf, \quad (7.14)$$

где qf — нормальное усилие, воспринимаемое опорной панелью между затяжками.

Сечение арматуры в каркасах опорных панелей и расстояние между каркасами в обоих направлениях рекомендуется определять по расчету на поперечную силу и на раскрытие трещин.



а — из секций шириной 6 м; б — то же, шириной 1,5–3 м; в — опорный узел; г — свод из складчатых ребристых панелей; 1 — рядовые панели; 2 — опорные панели; 3, 4 — предварительно напряженные железобетонные или стальные затяжки; 5 — подвески; 6 — накладки; 7 — отверстие для затяжки

Рисунок 7.8 — Полигональные своды из ребристых плит

7.19 Опорные фермы (рис. 7.10) следует рассчитывать на нагрузку от вертикальной опорной реакции складки свода. Принимается, что половина этой реакции приложена в виде сосредоточенной силы в коньковом узле фермы, в котором закреплена верхняя пара затяжек, а остальная часть опорной реакции передается непосредственно на колонны, над которыми установлены нижние затяжки. При расчете верхнего пояса фермы следует учитывать также распределенную нагрузку его собственного веса, нагрузки опорных панелей и плит продольного карниза.

Опорную ферму допускается рассчитывать как раму с затяжкой с учетом жесткости конькового узла.

7.20 Жесткость поперечных сечений крайних складок или волн сводов, примыкающих к торцевым стенам и деформационным швам, должна обеспечиваться затяжками-распорками (см. п. 7.30), диафрагмами, ребрами или другими конструктивными мероприятиями.

7.21 Расчетные усилия в элементах сводов на нагрузки и воздействия в период изготовления, перевозки и монтажа определяются с учетом рекомендаций п.4.2.2 настоящего СП.

Конструирование сборных сводов

Конструирование цилиндрических и призматических (полигональных) сводов

7.22 Сборные цилиндрические своды проектируют из цилиндрических ребристых, а полигональные — из плоских ребристых плит.

При членении цилиндрических сводов по поперечному сечению на два элемента их рекомендуется проектировать трехшарнирными. При большем количестве сборных элементов своды, как правило, проектируются двухшарнирными.

Разновидностью цилиндрических сводов являются сегментные своды, собираемые из панелей-оболочек КЖС и проектируемые согласно рекомендациям, приведенным в разделе 14.2 настоящего СП.

7.23 Полигональные своды рекомендуется проектировать из ребристых плит, изготавливаемых в формах для типовых плит, с размерами сторон 1,5×6 м или 3×6 м (рис. 7.8, а, б). Ребра плит по краям каждой монтажной секции должны обеспечивать прочность и жесткость свода.

Возможно применение также складчатых панелей с переломами поверхности полки и изломами ребер в продольном направлении для образования конструкции трехшарнирного свода (рис. 7.8, г).

В полигональных сводах к стержням рабочей арматуры ребер в углах панелей следует приваривать закладные детали, которые в пределах каждой секции должны соединяться между собой накладками, обеспечивающими непрерывность армирования ребер в пределах всего перекрываемого пролета.

Торцы плит, примыкающих к опорам, должны быть запроектированы с учетом устройства отверстий для пропуска затяжек и образования плоскостей для опирания сводов на опорные конструкции (рис. 7.8, в).

Цилиндрические и полигональные своды рекомендуется проектировать с учетом возможности их монтажа укрупненными элементами, длина которых равна величине перекрываемого пролета.

Конструирование складчатых сводов

Сводь с треугольным поперечным сечением складок

7.24 Складчатые своды с треугольным очертанием сечения (рис. 7.3, б, тип 1) рекомендуется проектировать из трапециевидных железобетонных ребристых панелей с плоской верхней поверхностью (рис. 7.9).

Ширину b примыкающих друг к другу тонкостенных складчатых арок (складок), образующих свод, принимают, как правило, равной 6—12 м в соответствии с шагом несущих колонн. В общественных зданиях ширину складок допускается принимать равной 3 м, если это необходимо по архитектурным соображениям.

Высоту поперечного сечения складок h следует принимать от $1/4$ до $1/10$ их ширины. При увеличении высоты поперечного сечения складок возрастает несущая способность сводов и обеспечивается возможность перекрытия ими больших пролетов.

7.25 Сборные панели для складчатых сводов (рис. 7.9) рекомендуется проектировать с учетом изготовления их в стальных формах по обычной поточно-агрегатной технологии. Толщина плит и шаг поперечных ребер определяются расчетом. Ребра панелей армируются сварными арматурными каркасами, рабочую арматуру которых рекомендуется принимать из стали класса А500. Полка толщиной 30 мм армируется сварной сеткой из арматурной проволоки периодического профиля класса В500, диаметром 3—4 мм, с размером ячейки 200×200 мм. Толщину панелей и их полок рекомендуется принимать одинаковыми независимо от пролета сводов и стрелы их полкема и ключе. Длина панелей принимается в зависимости от высоты