

**МИНИСТЕРСТВО НАУКИ И ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ
РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ**

**Федеральное государственное бюджетное образовательное
Учреждение высшего образования**

СЕВЕРО-КАВКАЗСКАЯ ГОСУДАРСТВЕННАЯ АКАДЕМИЯ

Инженерный институт

Кафедра строительства и управления недвижимостью

С. Х. Байрамуков

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПОЛОГИХ ОБОЛОЧЕК
ПОКРЫТИЙ ПОЛОЖИТЕЛЬНОЙ ГАУССОВОЙ КРИВИЗНЫ**

***МЕТОДИЧЕСКИЕ РЕКОМЕНДАЦИИ К КУРСОВОМУ ПРОЕКТУ
ПО ДИСЦИПЛИНЕ:
«РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ
ВЫСОТНЫХ И БОЛЬШЕПРОЛЕТНЫХ ЗДАНИЙ»***

**Для обучающихся направления 08.04.01 Строительство. Направленность
(Профиль) «Промышленное и гражданское строительство».**

Черкесск, 2023

УДК 624.01; 624.07
ББК
И

Рассмотрено на заседании кафедры Строительство и управление недвижимостью.

Протокол № ____ от «____» _____ 2023 г.

Рекомендовано к изданию редакционно-издательским советом СКГА.

Протокол № ____ от «__» _____ 2023 г.

Рецензенты:

Кафедра строительства и управления недвижимостью
(к.т.н., доцент Б.А. Мекеров, к.т.н., доцент К.У. Алиев)

Байрамуков С. Х. Проектирование железобетонных пологих оболочек покрытий положительной гауссовой кривизны. Методические рекомендации к курсовому проекту по дисциплине «Расчет и проектирование железобетонных конструкций высотных и большепролетных зданий». 2023. - 65с.

В учебном пособии рассмотрены основные принципы расчета и конструирования пологих оболочек покрытий положительной гауссовой кривизны на прямоугольном плане. Даны общие сведения об оболочках и более подробно анализируются тороидальные сборные оболочки как наиболее индустриальные. Приведен инженерный способ расчета оболочки с размером в плане $l_1 \times l_2$.

Учебное пособие предназначено для подготовки специалистов, обучающихся по направлению подготовки 08.04.01 «Строительство, направленность (профиль) «Промышленное и гражданское строительство», при изучении дисциплины «Расчет и конструирование строительных конструкций высотных и большепролетных зданий».

УДК 624.01; 624.07
ББК

© Байрамуков С. Х., 2023
© ФГБОУ ВО СКГА, 2023

Оглавление

Задание для выполнения курсового проекта по дисциплине	4
Введение	9
1. КОНСТРУКЦИИ ПОЛОГИХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ОБОЛОЧЕК ПОЛОЖИТЕЛЬНОЙ ГАУССОВОЙ КРИВИЗНЫ	10
1.1. Общие сведения	10
1.2. Рекомендации по статическому расчету пологих железобетонных оболочек положительной гауссовой кривизны	16
1.3. Рекомендации по расчету прочности железобетонных оболочек	17
2. КОНСТРУКЦИИ ТОРОИДАЛЬНЫХ ОБОЛОЧЕК	20
2.1. Геометрия оболочек	20
2.2. Конструктивные решения тороидальных железобетонных оболочек покрытий средней длины	22
2.3. Расчет железобетонных тороидальных оболочек средней длины	25
2.3.1. Общие сведения по расчету	25
2.3.2. Определение площади поперечного сечения продольной арматуры бортовых элементов	26
2.3.3. Расчет угловых зон оболочки на действие главных растягивающих усилий	29
2.3.4. Учет влияния деформативности бортовых элементов	35
2.3.5. Расчет оболочки на действие изгибающих моментов	40
2.3.6. Определение поперечных сил, возникающих в бортовых элементах	42
2.3.7. Расчет диафрагм	42
2.3.8. Определение прогибов оболочки и бортовых элементов	44
2.3.9. Расчет оболочек с учетом монтажных нагрузок	45
3. ПРИМЕР РАСЧЕТА ТОРОИДАЛЬНОЙ ОБОЛОЧКИ ДВОЯКОЙ ПОЛОЖИТЕЛЬНОЙ КРИВИЗНЫ НА ПРЯМОУГОЛЬНОМ ПЛАНЕ	47
3.1. Методические указания и исходные данные для расчета	47
3.2. Определение основных геометрических параметров оболочки	47
3.3. Конструкция сборных элементов оболочки	50
3.4. Расчет угловых зон оболочки	55
3.5. Расчет оболочки на действие изгибающих моментов	57
3.6. Определение площади поперечного сечения арматуры нижних поясов диафрагм Д-3	59
3.7. Расчет торцевых диафрагм	56
Заключение	62
Список литературы	63

ЗАДАНИЕ ДЛЯ ВЫПОЛНЕНИЯ КУРСОВОГО ПРОЕКТА
ПО ДИСЦИПЛИНЕ:
«РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ
ВЫСОТНЫХ И БОЛЬШЕПРОЛЕТНЫХ ЗДАНИЙ»
НА ТЕМУ:
«РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ОБОЛОЧКИ ПОЛОЖИТЕЛЬНОЙ
ГАУССОВОЙ КРИВИЗНЫ, ПРЯМОУГОЛЬНОЙ В ПЛАНЕ (ПО ВАРИАНТАМ)»

КУРСОВОЙ ПРОЕКТ ВЫПОЛНЯЕТСЯ В СООТВЕТСТВИИ С ЗАДАНИЕМ, ВАРИАНТ КОТОРОГО ПРИНИМАЕТСЯ ИЗ ТАБЛИЦ 1, 2, 3 ПО ДВУМ ПОСЛЕДНИМ ЦИФРАМ ШИФРА ЗАЧЕТКИ ОБУЧАЮЩЕГОСЯ.

Исходные данные.

Выполнить расчет и конструирование оболочки положительной гауссовой кривизны, прямоугольной в плане. Здание отапливаемое, II класса ответственности. Оболочка на квадратном плане размерами $l_1 \times l_2$, собирается поверхность из унифицированных криволинейных панелей 3×6 м, класс бетона, класс арматуры и снеговой район приведены в таблице 2, Контурные элементы приняты в виде безраскосных ферм длиной l_1 и в виде двухшарнирных арок длиной l_2 .

Состав покрытия принимается по таблице 3. Пример расчета оболочки приведена на странице 47 данного методического пособия.

Таблица 1 – Варианты темы для выполнения курсового проекта

		Последняя цифра шифра									
		0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Предпоследняя цифра шифра	0	1	11	20	28	35	41	46	50	3	5
	1	50	2	12	21	29	36	42	47	1	4
	2	41	49	3	13	22	30	37	43	48	2
	2	33	40	48	4	14	23	31	38	44	49
	4	26	32	39	47	5	15	24	32	39	45
	5	20	25	31	38	46	6	16	25	33	40
	6	15	19	24	30	37	45	7	17	26	34
	7	11	14	18	23	29	36	44	8	18	27
	8	9	10	13	17	22	28	35	43	9	19
	9	6	7	9	12	16	21	27	34	42	10

Таблица 2 – Номер темы и исходные данные для расчета и конструирования оболочки положительной гауссовой кривизны, прямоугольной в плане

Номер Темы	Размеры оболочки, м		Класс бетона	Класс арматуры			Снеговой район
	l_1 , м	l_2 , м		Напряга- емой	ненапря- гаемой	прово- лочной	
1	36	18	B25	Bp1200	A300	B500	II
2	42	18	B30	Bp1300	A400	B500	III
3	48	18	B35	Bp1400	A300	B500	IV
4	54	24	B25	Bp1500	A400	B500	V
5	60	24	B30	K1400	A300	B500	II
6	66	24	B35	K1500	A400	B500	III
7	72	30	B25	Bp1200	A300	B500	IV
8	78	30	B30	Bp1300	A400	B500	V
9	84	30	B35	Bp1400	A300	B500	II
10	90	36	B45	Bp1500	A400	B500	III
11	96	36	B30	K1400	A300	B500	IV
12	102	36	B35	K1500	A400	B500	V
13	108	42	B45	Bp1200	A300	B500	II
14	114	42	B30	Bp1300	A400	B500	III
15	120	42	B35	Bp1400	A300	B500	IV
16	126	48	B45	Bp1500	A300	B500	V
17	132	48	B30	K1400	A400	B500	II
18	138	48	B35	K1500	A300	B500	III
19	144	54	B45	Bp1200	A300	B500	IV
20	150	54	B30	Bp1300	A400	B500	V
21	36	24	B25	Bp1300	A400	B500	III
22	42	36	B30	Bp1200	A300	B500	II
23	48	36	B35	Bp1500	A400	B500	V
24	54	24	B25	Bp1400	A300	B500	IV
25	60	36	B30	K1400	A300	B500	II
26	66	42	B35	K1500	A400	B500	III
27	72	36	B25	Bp1300	A300	B500	IV
28	78	42	B30	Bp1200	A400	B500	V
29	84	48	B35	Bp1500	A300	B500	II
30	90	54	B45	Bp1500	A400	B500	III
31	54	36	B30	K1500	A300	B500	IV
32	72	48	B35	K1400	A400	B500	V
33	66	36	B45	Bp1300	A300	B500	V
34	60	48	B30	Bp1400	A400	B500	IV
35	78	42	B35	Bp1200	A300	B500	III
36	84	54	B45	Bp1400	A300	B500	II
37	90	36	B30	K1500	A400	B500	III

38	96	54	B35	K1400	A300	B500	V
39	90	60	B45	Bp1300	A300	B500	IV
40	72	60	B30	Bp1200	A400	B500	III
41	54	36	B30	K1400	A400	B500	IV
42	60	36	B35	K1500	A300	B500	V
43	66	42	B45	Bp1200	A300	B500	II
44	72	42	B30	Bp1300	A400	B500	III
45	78	42	B35	Bp1400	A400	B500	IV
46	84	48	B45	Bp1500	A400	B500	V
47	90	48	B30	K1400	A300	B500	II
48	96	48	B35	K1500	A300	B500	III
49	48	36	B30	Bp1300	A400	B500	II
50	54	24	B35	Bp1300	A300	B500	V

Таблица 3 – Параметры кровли

№ п/п	Параметры		Последняя цифра шифра									
			0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1.	Рулонный ковер из рубероида, t, см		2	2,5	2,2	2,2	2,4	2,4	2,1	1,8	2,3	2,2
2.	Стяжка из цементно-песчаного раствора, t, см		3,5	4	4,5	4,2	4,8	5	5,2	5,4	5,6	6,0
3.	Утеплитель	t, см	40	10	12	10	35	15	18	15	38	20
		Материал	К	П	МВ	U	К	П	МВ	U	К	U
4.	Пароизоляция из битума, t, см		0,5	0,4	0,6	0,6	0,7	0,8	0,6	0,7	0,8	0,5

Примечание: *К* – керамзит; *П* – Пенополистирол; *МВ* – минераловатные плиты; *U* – Ursa.

Рекомендуемая литература

1. Генералов В.П. Особенности проектирования высотных зданий: учеб.
2. Гиясов, Б.И. Архитектурно-конструктивное проектирование гражданских зданий: Учебное пособие / Б.И. Гиясов, А. Гиясов. - М.: АСВ, 2015. - 68 с.
3. Городецкий, А.С. и др. Расчет и проектирование конструкций высотных зданий из монолитного железобетона: / А.С. Городецкий и др. - Киев: Факт, 2004. – 106 с.

18. пособие / В.П. Генералов. - Самарский гос. архитектурно-строительный университет. - Самара, 2009. - 296 с.

19. Пресс, И.А. Архитектурное проектирование жилых зданий, адаптированных к специфическим потребностям маломобильной группы населения: Учебное пособие / И.А. Пресс. - СПб: Лань, 2012. - 208 с.

20. Снегирева, А.И. Монолитные железобетонные конструкции. Пример расчета и конструирования монолитного балочного перекрытия с плитами, опертыми по контуру [Электронный ресурс]: учебное пособие / А.И. Снегирева, В.Г. Мурашкин. - Электрон. текстовые данные. - Самара: Самарский государственный архитектурно-строительный университет, ЭБС АСВ, 2010. - 104 с. - 978-5-9585-0377-3. - Режим доступа: <http://www.iprbookshop.ru/20480.html>

21. Тамразян, А.Г. Железобетонные и каменные конструкции. Специальный курс [Электронный ресурс]: учебное пособие / А.Г. Тамразян. - 2-е изд. - Электрон. текстовые данные. - М.: Московский государственный строительный университет, ЭБС АСВ, 2018. - 732 с. - 978-5-7264-1812-4. - Режим доступа: <http://www.iprbookshop.ru/75967.html>

22. Харитонов, В.А. Проектирование, строительство и эксплуатация высотных зданий: Монография. / В.А. Харитонов. - М.: АСВ, 2014. - 351 с.

23. Харитонов, В.А. Проектирование, строительство и эксплуатация высотных зданий / В.А. Харитонов. - Вологда: Инфра-Инженерия, 2014. - 351 с.

24. Ю. Козак, Ю. Конструкции высотных зданий / Под Ю.А. Дыховичного. Москва: Стройиздат, 1986. - 308 с.

25. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. М: Минстрой России. – 2012.-163с.

26. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона без предварительного напряжения арматуры (к СП 52-101-2003). М.: ФГУП ЦПП, 2005.

27. Пособие по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций из тяжелого бетона (к СП 52-101-2003). М.: ФГУП ЦПП, 2005.

28. СП 20.13330.2016. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*. – 2016. – 87с.

29. СП 257.1325800.2016 «Здания гостиниц. Правила проектирования».

30. СП 260.1325800.2016 «Конструкции стальные тонкостенные из холодногнутых оцинкованных профилей и гофрированных листов. Правила проектирования».

31. СП 266.1325800.2016 «Конструкции сталежелезобетонные. Правила проектирования».

32. СП 267.1325800.2016 Здания и комплексы высотные. Правила проектирования. М.: Минстрой России. - 2016. – 146с.

33. СП 275.1325800.2016 «Конструкции, ограждающие жилых и общественных зданий. Правила проектирования звукоизоляции».

34. СП 310.1325800.2017 «Бассейны для плавания. Правила проектирования».

- 35. СП 324.1325800.2017 «Здания многоэтажные промышленных предприятий. Правила эксплуатации».
- 36. СП 330.1325800.2017 «Здания и сооружения в сейсмических районах. Правила проектирования инженерно-сейсмометрических станций».
- 37. СП 332.1325800.2017 «Спортивные сооружения. Правила проектирования».
- 38. СП 362.1325800.2017 «Ограждающие конструкции из трехслойных панелей. Правила проектирования».
- 39. СП 50.13330.2012. Тепловая защита зданий. М.: Минстрой России. – 2012. – 96с.
- 40. СП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры. М.: ФГУП ЦПП, 2005.
- 41. СП 52-102-2004. Предварительно напряженные железобетонные конструкции. М.: ФГУП ЦПП, 2005.
- 42. СП 63.13330.2018 Бетонные и железобетонные конструкции. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003.

Введение

Железобетонные пространственные покрытия типа оболочек обладают значительными преимуществами перед обычными плоскими покрытиями.

В оболочках более рационально распределяются усилия, т. к. большая часть поверхности оболочек сжата, а растягивающие усилия действуют, как правило, лишь в контурных элементах и небольших приопорных зонах оболочек. Этим объясняется малый расход бетона и арматуры на 1 м^2 перекрываемой площади и возможность перекрывать большие пролеты без промежуточных опор (пролеты 100...200 м не являются редкостью). Здания, перекрытые оболочками, обладают высокой архитектурной выразительностью.

Наиболее экономичными по расходу материалов среди различных типов оболочек, применяемых в строительстве, являются оболочки вращения (купола) и оболочки двоякой положительной кривизны, у которых произведение главных кривизн больше нуля – $1/\rho_1 \cdot 1/\rho_2 > 0$.

Покрытия из железобетонных оболочек двоякой положительной кривизны на прямоугольном плане начали возводиться в пятидесятые годы прошлого столетия.

Большой вклад в развитие теории расчёта этих оболочек внесли советские учёные и особенно В.З. Власов, разработавший теорию пологих оболочек двоякой кривизны, которая стала основой для построения различных методик расчета.

В пособии рассматриваются наиболее часто применяемые в строительной практике оболочки двоякой положительной кривизны на прямоугольном плане и тороидальные оболочки, которые позволяют максимально унифицировать размеры сборных элементов оболочки.

Приведены варианты разрезки тороидальных оболочек на сборные элементы, даются рекомендации по статическому расчету этих оболочек и конструктивному расчету сборных элементов в стадиях эксплуатации, изготовления, транспортировки и монтажа. При поиске оптимальных параметров оболочки рекомендуются приближенные методы расчёта, а для окончательного статического расчета выбранной конструкции - метод конечных элементов с использованием программы SCAD.

1. КОНСТРУКЦИИ ПОЛОГИХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ОБОЛОЧЕК ПОЛОЖИТЕЛЬНОЙ ГАУССОВОЙ КРИВИЗНЫ

1.1. Общие сведения

Железобетонные оболочки положительной гауссовой кривизны на прямоугольном плане (в дальнейшем будем называть их просто оболочками двоякой кривизны), используемые для покрытий промышленных и гражданских зданий (рис. 1.1), состоят из тонкостенной части (собственно оболочки) и контурных элементов (диафрагм).

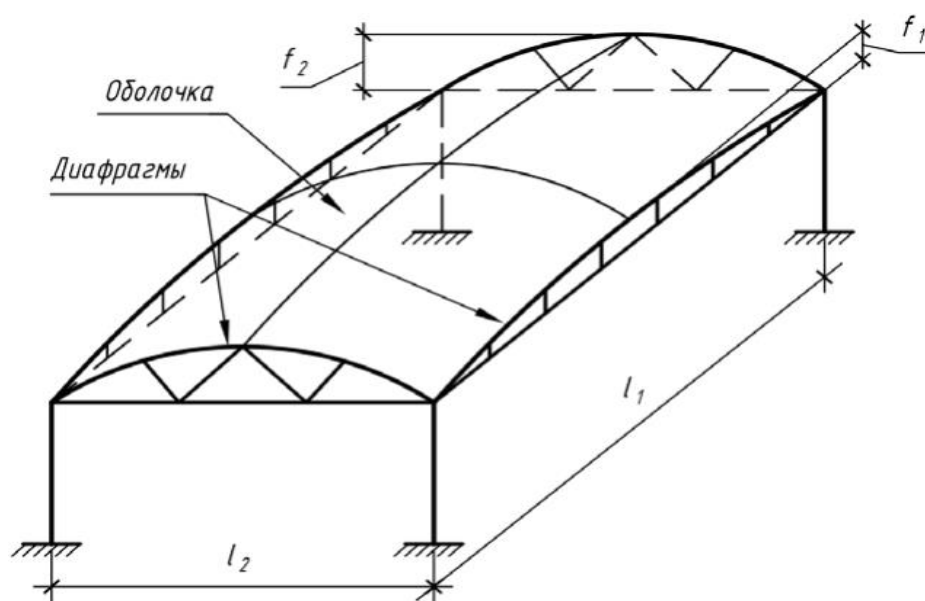


Рис. 1.1 Общий вид оболочки двоякой положительной кривизны

Пролеты оболочки l_1 и l_2 обычно принимаются кратными 6 м и могут достигать 100 м. Стрелы подъема оболочек в продольном (f_1) и поперечном (f_2) направлениях принимаются, как правило, такими, чтобы суммарная стрела подъема $f = f_1 + f_2$ не превышала пятой части меньшего пролета $f \leq l_2/5$. Такие оболочки по предложению В.З. Власова называются пологими.

Для образования оболочек могут быть использованы различные поверхности: поверхность переноса, сферическая, торовая, эллиптического параболоида и др. (рис. 1.2).

Поверхность переноса (рис. 1.2, а) образуется при движении образующей по направляющим, при котором плоскость образующей остается вертикальной. Уравнение этой поверхности имеет вид

$$z = z(x) + z(y) \quad (1.1)$$

и зависит от вида образующей и направляющих, которые чаще всего принимаются в виде дуг окружностей.

Уравнение сферической поверхности (рис. 1.2, б) относительно центра O :

$$z = \sqrt{R^2 - x^2 - y^2}. \quad (1.2)$$

Торовая поверхность (рис. 1.2, в) получается при вращении образующей с радиусом R_2 вокруг оси Oy . Уравнение торовой поверхности:

$$z^2 = (R_1 + \sqrt{R_2^2 - y^2})^2 - x^2. \quad (1.3)$$

Уравнение для эллиптического параболоида (рис. 1.2, г) имеет вид

$$z = 4 \left(f_1 \frac{x^2}{l_1^2} + f_2 \frac{y^2}{l_2^2} \right) \quad (1.4)$$

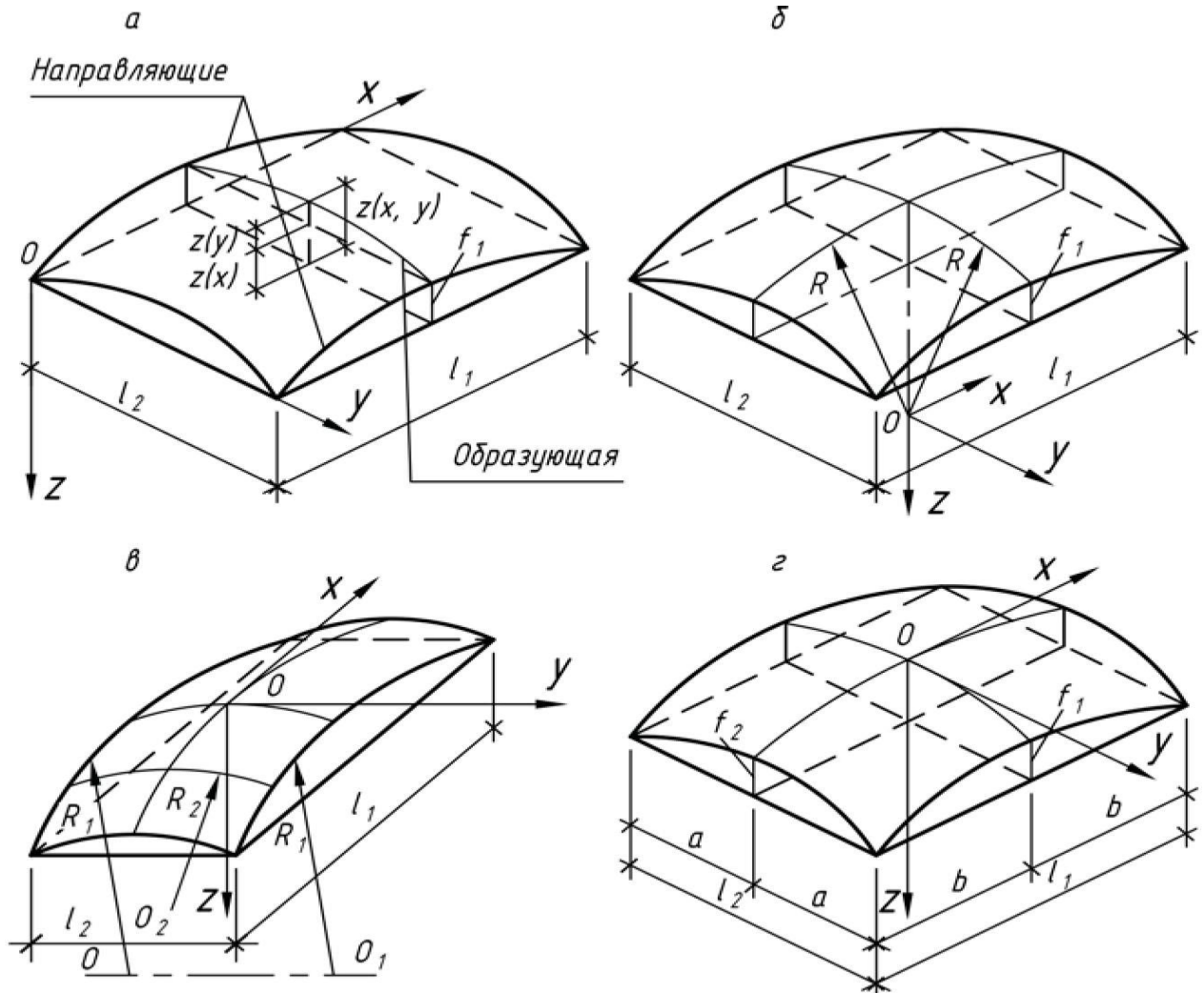


Рис. 1.2. Криволинейные поверхности для оболочек положительной гауссовой кривизны:

а - поверхность переноса; б - сферическая поверхность; в - торовая поверхность; г - поверхность эллиптического параболоида

Оболочки могут выполняться из монолитного или сборного железобетона. Монолитные железобетонные оболочки проектируются, как правило, гладкими (без ребер), толщиной не менее 50 мм. Сборные оболочки монтируются из элементов размером 3х3, 3х6, 3х12 м (рис. 1.3, 1.4), толщиной не менее 30 мм, имеющих контурные ребра, обеспечивающие прочность и трещиностойкость при изготовлении, транспор-

тировании и монтаже, а также препятствующих преждевременной потере устойчивости оболочки в стадии эксплуатации. При разрезке оболочки на сборные элементы по схемам, изображенным на рис. 1.3, *а* и 1.3, *б*, срединная поверхность описывается частью сферы, при разрезке по рис. 1.3, *в*, используются круговые поверхности переноса, при разрезке по рис. 1.3, *г-е* - торовые поверхности. Использование перечисленных поверхностей позволяет максимально унифицировать размеры сборных элементов оболочки.

Из условия устройства минимального количества стыков размеры сборных элементов оболочки принимаются по возможности наибольшими, однако они ограничиваются условиями транспортирования (ширина элементов не должна превышать 3 м), грузоподъемностью кранов и усилиями, возникающими в элементах при изготовлении, транспортировке и монтаже.

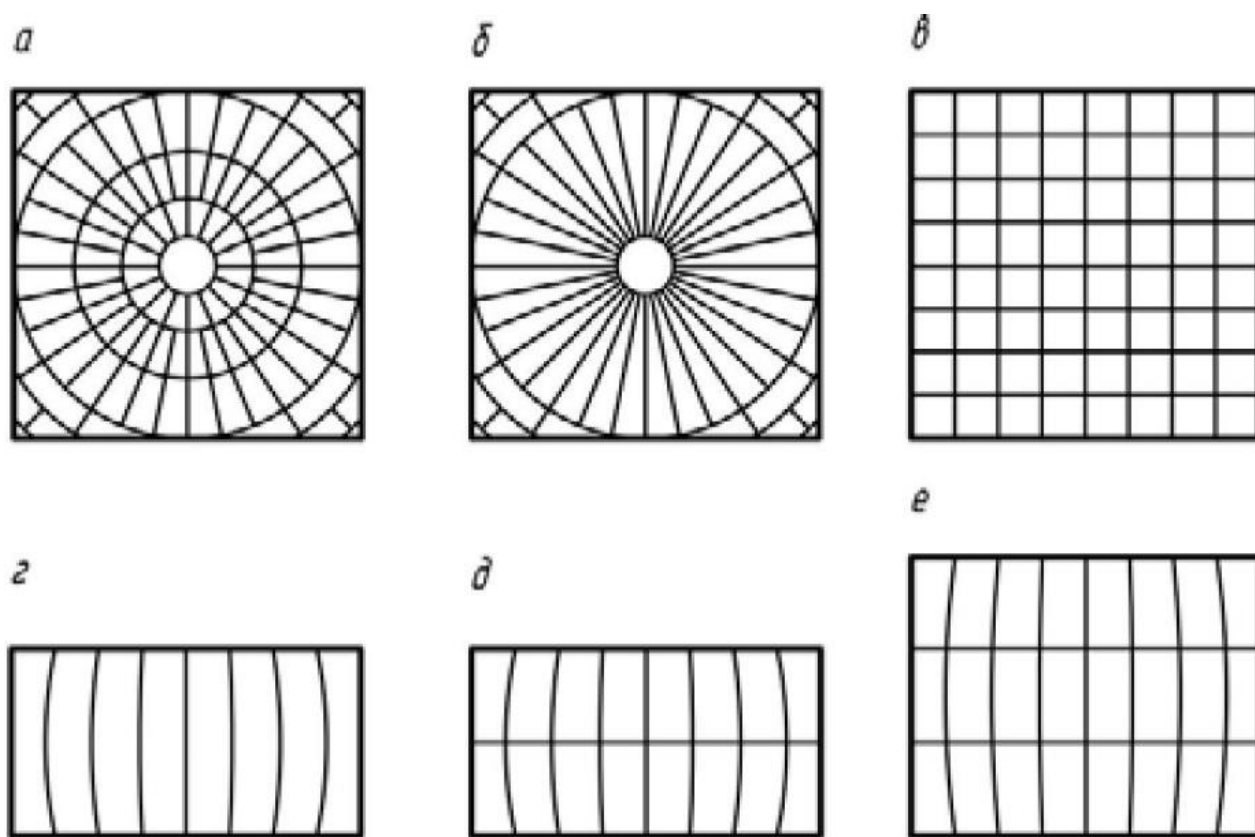


Рис. 1.3 Схемы разрезки оболочек на сборные элементы

С увеличением размеров возрастает толщина контурных ребер и количество арматуры в этих ребрах. В зонах оболочки, где действуют значительные сдвигающие усилия, на ребрах устраиваются углубления, после заполнения которых бетоном образуются шпонки, препятствующие взаимному сдвигу элементов. Наиболее характерные конструкции сборных элементов даны на рис. 1.4.

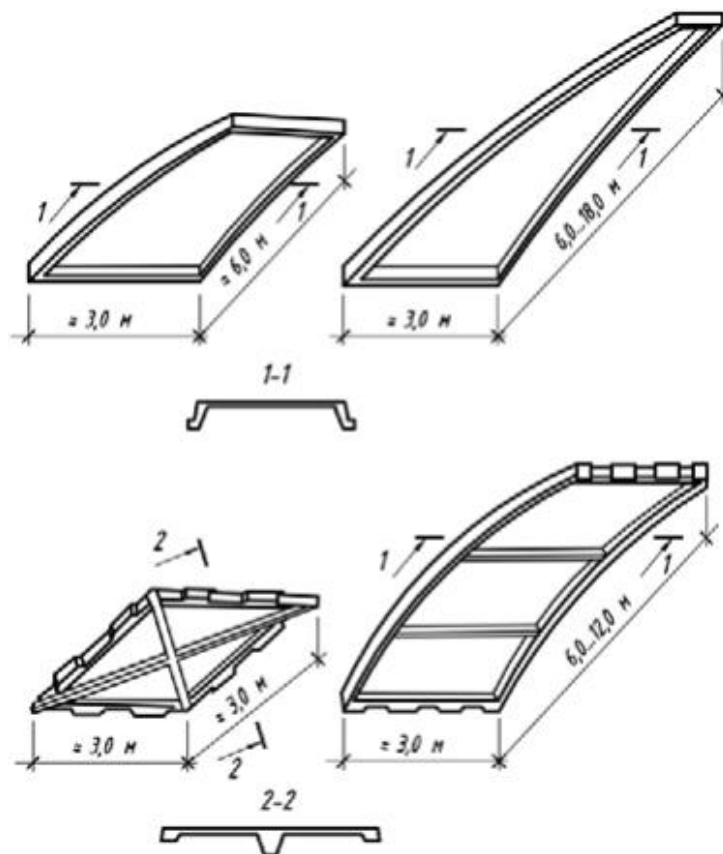


Рис. 1.4 Сборные элементы оболочек, изображенных на рис. 1.3

Контурные элементы оболочек (диафрагмы) могут выполняться в виде арок, раскосных или безраскосных ферм, балок переменной или постоянной высоты, контурных брусьев, опирающихся на ряды колонн (рис. 1.5). На контурные элементы с оболочки передаются сдвигающие усилия S , поперечные силы Q , усилия N_1 и N_2 , изгибающие моменты M . На отдельно стоящие оболочки наибольшее влияние оказывают сдвигающие усилия, за счет которых с оболочки на диафрагмы передается более 90 % внешней нагрузки. Для средних диафрагм усилия передаются с двух оболочек. В этом случае значительно возрастает доля усилий N_1 и N_2 в восприятии внешних нагрузок, передаваемых с оболочки на диафрагму.

Контурные элементы оболочек воспринимают значительные растягивающие усилия, поэтому в них устанавливается предварительно напряженная арматура в затяжках арок, в нижних поясах ферм и балок, в криволинейных брусьях.

Диафрагмы при пролетах до 24 м, как правило, устраиваются цельными, при больших пролетах их изготавливают на заводах сборного железобетона из двух или более частей и затем укрупняют на строительной площадке. В некоторых случаях используются стальные диафрагмы.

Кроме диафрагм, изображенных на рис. 1.5, могут использоваться и другие конструкции контурных элементов.

Так, для монолитных оболочек небольших пролетов роль диафрагм могут выполнять плавно утолщенные края оболочек, а затяжки выполняться из арматурных стержней. Необходимая жесткость по периметру оболочки может быть достигнута

для монолитных оболочек отгибанием вверх краевых участков оболочки. Растягивающие усилия могут восприниматься затяжками, расположенными ниже уровня пола. В этом случае вертикальные угловые колонны заменяются наклонными контрфорсами, передающими сжимающие усилия на фундаменты, соединенные между собой затяжками, или на упорные фундаменты.

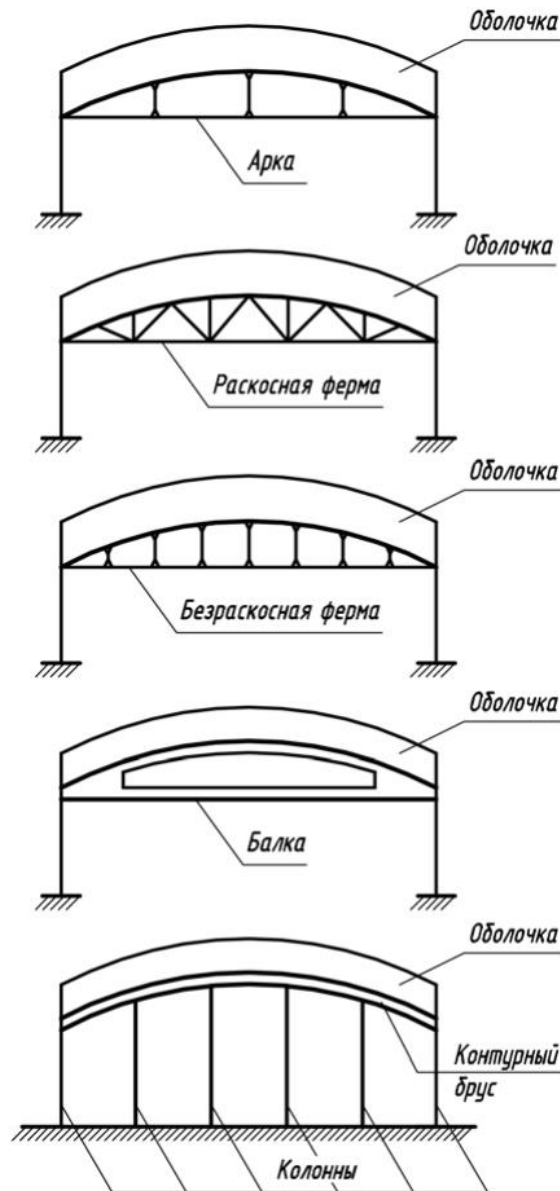


Рис. 1.5 Схемы диафрагм

Стыки между сборными элементами должны воспринимать действующие на них усилия. Стыки между сборными элементами оболочки воспринимают чаще всего сжимающие усилия N , сдвигающие усилия S и небольшие изгибающие моменты. Такие стыки выполняются без выпусков арматуры заполнением полости бетоном (рис. 1.6, а).

При большой величине сдвигающих усилий, когда при проверке прочности стыка не обеспечивается восприятие этих усилий, по краям сборных элементов устраиваются углубления, образующие после заполнения швов бетоном шпонки (рис. 1.6,

б), улучшающие работу стыков на сдвиг. В оболочках двойной кривизны, монтируемых из плоских ребристых плит размером 3х3 м, ширина швов между элементами может достигать 120 мм. В этом случае в местах расположения шпонок перед бетонированием стыков устанавливаются арматурные каркасы (рис. 1.6, в).

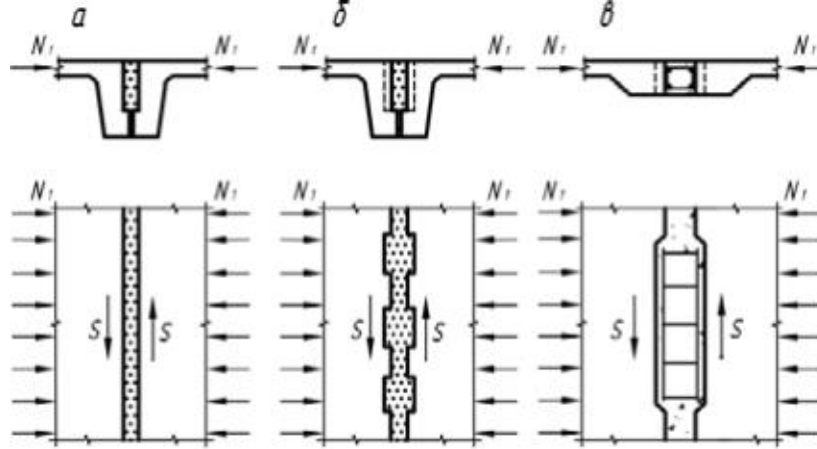


Рис. 1.6 Стыки сборных элементов оболочек

Наиболее напряженными являются стыки между сборными элементами оболочки и концевыми участками диафрагм. Здесь действуют наибольшие по величине сдвигающие усилия и изгибающие моменты, поэтому кроме углублений в элементах оболочки и в верхней части диафрагм устраиваются выпуски арматуры (рис. 1.7). Кроме того, производится сварка закладных деталей, расположенных по углам сборных элементов оболочки, с закладными деталями, расположенными на верхней грани диафрагм.

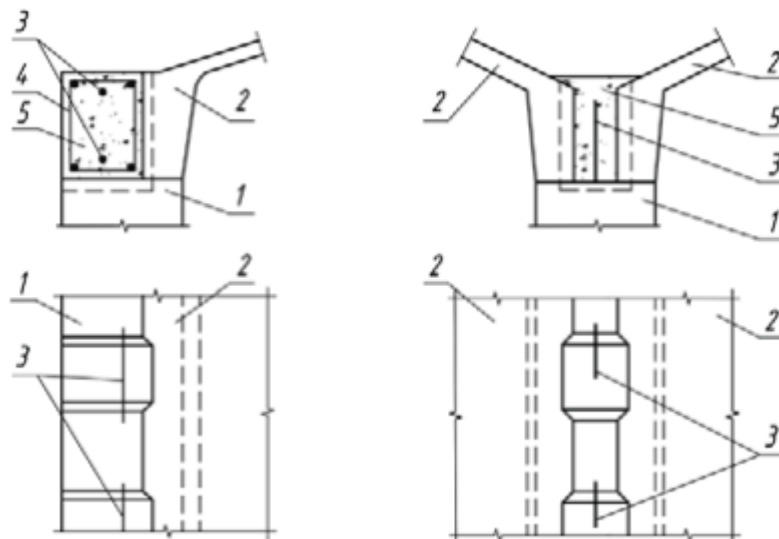


Рис. 1.7. Стыки сборных элементов оболочки с диафрагмами:

1 - диафрагма; 2 - сборный элемент оболочки; 3 - выпуски арматуры из диафрагмы; 4 - арматурный каркас; 5 - бетон замоноличивания

В угловых зонах оболочек в направлениях, перпендикулярных диагоналям, действуют главные растягивающие усилия, которые могут вызвать появление диагональных трещин. Для восприятия этих усилий в угловых зонах устанавливается дополнительная арматура, располагаемая либо в сборных элементах, либо в монолитном слое,

укладываемом сверху.

Диафрагмы оболочек, как правило, опираются своими концами на колонны, при этом соединение их с колоннами и между собой осуществляется сваркой закладных деталей и накладок из полосовой стали (рис. 1.8).

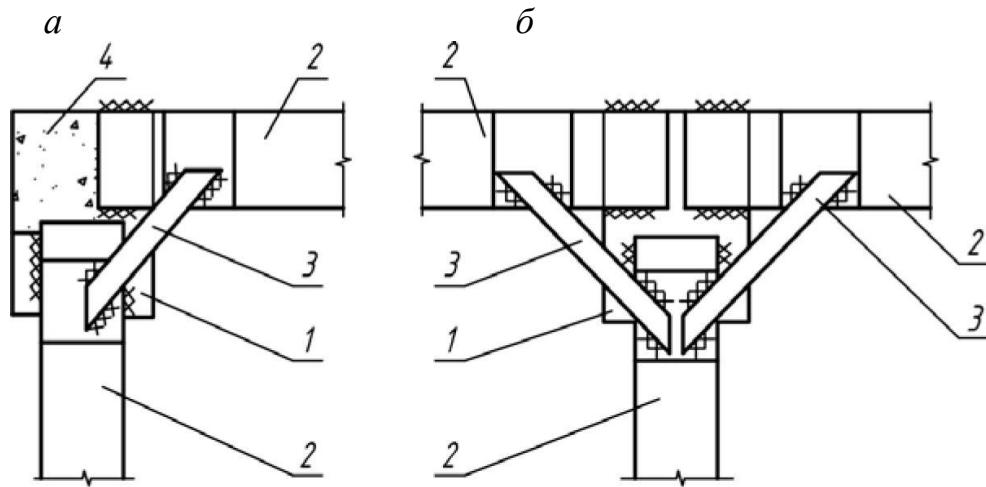


Рис. 1.8. Узлы опирания диафрагм на колонны:

а - крайнюю; б - среднюю; 1 - колонна; 2 - диафрагма; 3 - стальные пластины; 4 - бетон замоноличивания

1.2. Рекомендации по статическому расчету пологих железобетонных оболочек положительной гауссовой кривизны

В сечениях оболочек двойной кривизны возникают нормальные и касательные напряжения, которые могут быть заменены усилиями и моментами (рис. 1.9).

Эти усилия условно можно разделить на усилия безмоментного напряженного состояния N_1 , N_2 , S (рис. 1.9, а) и усилия моментной группы M_1 , M_2 , M_{12} , Q_1 , Q_2 (рис. 1.9, б). Усилия и моменты действуют на единицу длины и измеряются в кН/м, Н/мм, Н·мм/мм ($1 \text{ кН/м} = 1 \text{ Н/мм}$, $1 \text{ кН·м/м} = 1 \cdot 10^6 \text{ Н·мм/м}$).

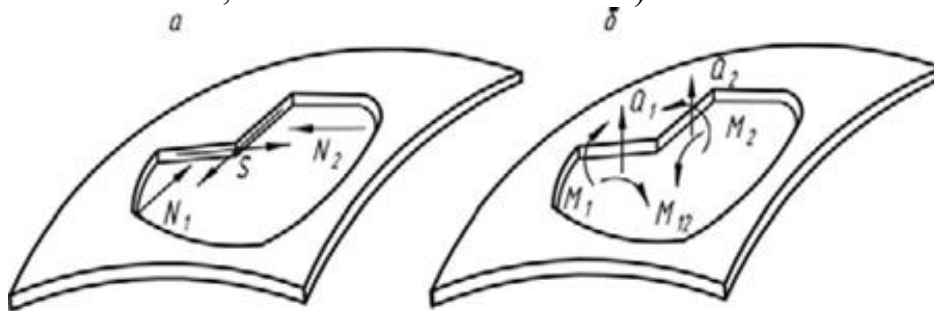


Рис. 1.9. Усилия и моменты, действующие в оболочке

В зависимости от параметров оболочки, конструкции контурных элементов, величины и вида внешней нагрузки напряженное состояние оболочки может существенно изменяться. Для определения усилий и моментов, действующих в оболочке, чаще всего используются методы теории упругости, которые обычно дополняются упрощающими расчет гипотезами.

Наибольшее распространение получила теория пологих оболочек В.З. Власова,

которая дает сравнительно простое решение, сводящееся к дифференциальному уравнению восьмого порядка в частных производных. В нормативной литературе приведены таблицы для расчета пологих сферических оболочек при соотношении сторон оболочки $l_1/l_2 = 1$ и $l_1/l_2 = 2$, разработанные В.В. Дикович на основе теории пологих оболочек В.З. Власова. Использование этих таблиц существенно упрощает расчет, однако необходимо иметь в виду, что этот расчет ведется в предположении шарнирного опирания оболочки по краям и не учитывает фактической податливости контурных элементов. Расчет рассматриваемых оболочек с учетом деформаций контурных элементов наиболее полно разработан в трудах В.С. Бартенева и его учеников. Недостатком этих расчетов является большая их сложность и трудоемкость.

При действии на оболочку равномерно распределенной или плавно изменяющейся по поверхности нагрузки прогибы оболочки будут незначительными, искривление срединной поверхности окажется исчезающе малым и поэтому, вследствие малой изгибной жесткости оболочки, изгибающие моменты M_1 , M_2 и соответствующие им поперечные силы Q_1 , Q_2 могут

быть приняты равными нулю. Такие теории расчета оболочек называются безмоментными. Решение уравнений безмоментной теории оказывается значительно более простым, чем моментной. Существует большое количество таблиц и формул для определения усилий N_1 , N_2 , S . На стыках оболочек с диафрагмами срединная поверхность оболочек имеет существенные искривления и там возникают усилия и моменты так называемого краевого эффекта, которые могут быть определены на основе упрощенных решений.

Наиболее универсальными в настоящее время являются расчеты с использованием метода конечных элементов. Этот метод позволяет рассчитывать оболочки с произвольной формой срединной поверхности, с переменной толщиной, с отверстиями произвольной формы, с различными конструкциями диафрагм и при действии произвольных нагрузок. Для реализации метода используются программные комплексы SCAD, ЛИРА и др., которые широко применяются в дипломном проектировании и при проведении научно-исследовательских работ.

При проектировании железобетонных оболочек двоякой кривизны сравнительно небольших пролетов ($l_1 < 36$ м, $f/l \geq 1/5 \dots 1/6$) могут использоваться приближенные методики расчетов, одна из которых приведена в данном пособии.

1.3. Рекомендации по расчету прочности железобетонных оболочек

После завершения статического расчета становятся известными усилия и моменты, действующие в оболочке и в контурных элементах. Необходимо выполнить расчет прочности оболочки и контурных элементов в соответствии с требованиями СП 63.13330.2018.

При расчете сборных железобетонных оболочек особое внимание должно быть обращено на стыки между сборными элементами. Они должны воспринимать действующие на них усилия. Если усилия N_1 сжимающие, то стыки между сборными элементами могут устраиваться без выпусков арматуры (рис. 1.10).

При действии на стык с гладкими (без шпонок) краями (рис. 1.10) продольных N_1 и сдвигающих S усилий прочность стыка на сдвиг будет обеспечена, если будет

выполняться условие

$$S < 2R_{bt} \cdot h + N_1 \cdot f, \quad (1.5)$$

где S - сдвигающее усилие в Н/мм; N_1 - сжимающее усилие в Н/мм; $f = 0,7$ - коэффициент трения бетона по бетону; h - высота сечения.

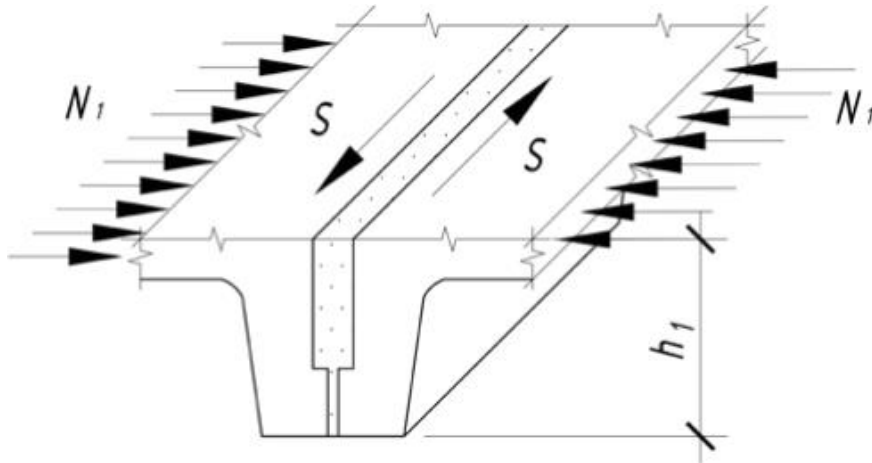


Рис. 1.10 К расчету стыка без шпонок на сдвиг

Если при гладких торцах стык не воспринимает сдвигающих усилий, то устраиваются углубления (рис. 1.11), после заполнения которых бетоном образуются шпонки, существенно улучшающие восприятие сдвигающих усилий.

Размеры углублений и выступов, образующих шпонки, определяются условиями смятия и среза шпонок:

$$S_1 \leq R_b \delta_{ш} h_{ш}, \quad (1.6) \quad S_1 \leq R_{bt} l_{ш} h_{ш}, \quad (1.7)$$

где $S_1 = 2S \cdot l_{ш}$ - сдвигающее усилие, приходящееся на бетонную шпонку; R_{bt} - расчетное сопротивление бетона растяжению; R_b - расчетное сопротивление бетона сжатию.

В расчет вводятся характеристики бетона, имеющего меньшую прочность бетона замоноличивания или бетона сборного элемента.

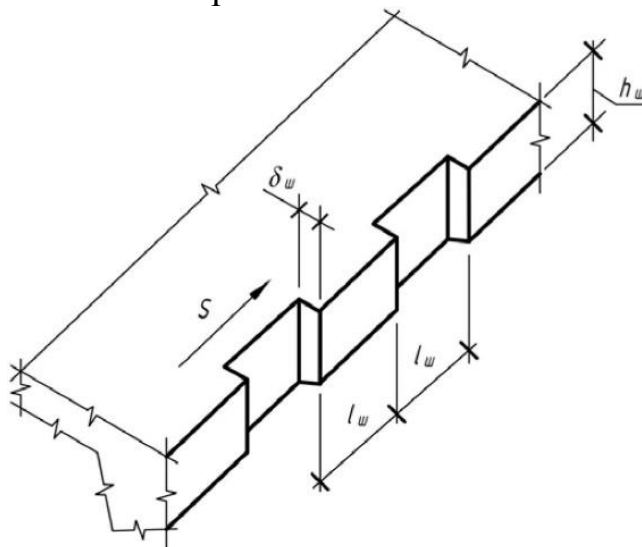


Рис. 1.11. К расчету шпоночного стыка на сдвиг

При наличии сжимающих усилий N_l условие прочности стыка при срезе имеет вид

$$S_l \leq 2 R_{bt} l_{ш} h_{ш} + N_{10} \cdot f, \quad (1.8)$$

где $N_{10} = 2N_l \cdot l_{ш}$ - усилие, сжимающее бетонную шпонку в поперечном направлении;
 $f = 0,7$ - коэффициент трения бетона по бетону.

Кроме расчетов оболочек и их элементов на прочность, растянутые участки и элементы оболочки рассчитываются по образованию и раскрытию трещин в соответствии с СП 63.13330.2018. Расчет оболочек по деформациям, как правило, не производится, т. к. прогибы оболочек обычно оказываются много меньше предельно допустимых, приведенных в СП 20.13330.2016.

2. КОНСТРУКЦИИ ТОРОИДАЛЬНЫХ ОБОЛОЧЕК

2.1. Геометрия оболочек

Тороидальная оболочка (рис. 2.1) состоит из скорлупы двойной кривизны и соединенных с ней по контуру диафрагм.

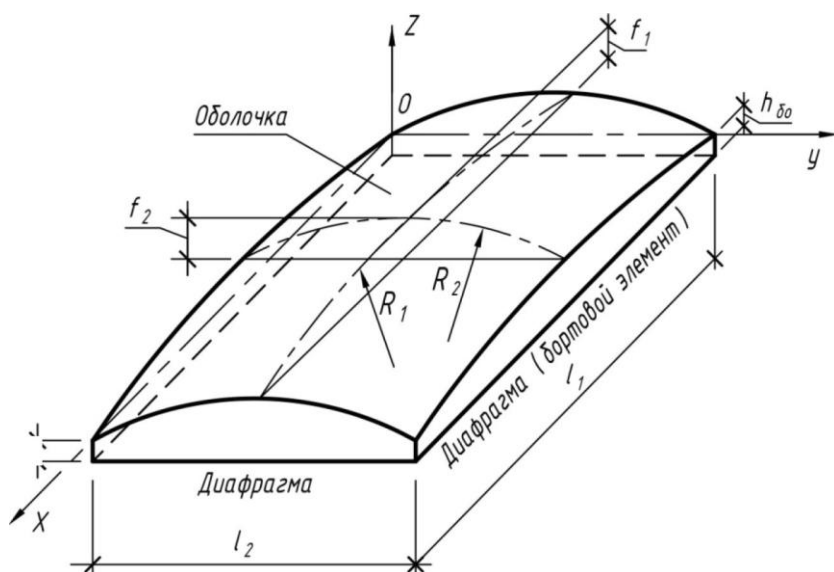


Рис. 2.1. Тороидальная оболочка:

l_1 и l_2 - продольный и поперечный пролет оболочки; f_1 и f_2 - стрела подъема оболочки в продольном и поперечном направлении; R_1 и R_2 - средний радиус кривизны оболочки в продольном и поперечном направлении; δ - толщина оболочки; $h_{\delta 0}$ - высота диафрагм на опоре

Тороидальными оболочками средней длины будем называть такие оболочки, у которых $l_1/l_2 = 1,0 \dots 4,0$.

Поверхность рассматриваемых оболочек описана внешней частью торовой поверхности $abcd$ (рис. 2.2). Эта поверхность может быть образована вращением круговой дуги eke' вокруг оси OY_1 .

Уравнение торовой поверхности в прямоугольной системе координат x_1, y_1, z_1 , начало которой совмещено с центром тора O , имеет вид

$$z_1^2(x_1, y_1) = \left(R_1 + \sqrt{R_2^2 - y_1^2} \right)^2 - x_1^2. \quad (2.1)$$

При проектировании тороидальных оболочек вначале известны только их размеры в плане l_1 и l_2 .

Задаваясь стрелами подъема оболочки в поперечном и продольном направлениях

$$f_1 = \left(\frac{1}{6} \dots \frac{1}{15} \right) l_1 \text{ и } f_2 = \left(\frac{1}{6} \dots \frac{1}{15} \right) l_2,$$

можно определить радиусы кривизны оболочки в поперечном направлении

$$R_2 = \left(\frac{l_2^2}{8f_2} + \frac{f_2}{2} \right) \quad (2.2)$$

и в продольном направлении (в вершине оболочки)

$$R_{1B} = \left(\frac{l_1^2}{8f_1} + \frac{f_1}{2} \right). \quad (2.3)$$

Радиус кривизны верхней грани бортового элемента

$$R_{\bar{6}} = R_{1B} - f_2. \quad (2.4)$$

Продольный радиус кривизны оболочки на стыке ее с диафрагмой (бортовым элементом)

$$R_{1\bar{6}} = \frac{R_{\bar{6}}}{\cos \beta_0}, \quad (2.5)$$

где β_0 – угол, образованный радиусом R_2 в крайнем положении и вертикально (рис. 2.2).

Средний радиус кривизны оболочки в продольном направлении

$$R_1 = \frac{R_{1B} + R_{1\bar{6}}}{2}. \quad (2.6)$$

Радиус тора

$$R = R_{1B} - R_2. \quad (2.7)$$

При рассечении поверхности тора плоскостями, проходящими через ось OY_1 и имеющими между собой одинаковые углы $\Delta = 2\alpha_0/n$ (где n - число элементов), образуются одинаковые элементы «1», номинальная ширина которых внизу

$$b_H = \frac{2R_{\bar{6}}\alpha_0}{n} \approx \frac{l_1}{n}, \quad (2.8)$$

а вверху

$$b_B = b_H \left(1 + \frac{f_2}{R_{\bar{6}}} \right). \quad (2.9)$$

Превышение средней точки элемента над крайними вдоль размера $b_{\bar{6}}$ составляет

$$\Delta f_1 = \left(1 - \cos \frac{\Delta\alpha}{2} \right) R_{1B} \approx \frac{b_B^2}{8R_{1B}}. \quad (2.10)$$

Крайние панели (рис. 2.2) отличаются от средних тем, что наружные криволинейные кромки их лежат внутри прямоугольника $b_H \times l_2$. При этом в вершине элементов их ширина уменьшается на Δb :

$$\Delta b = \frac{f_2}{R_{\bar{6}}} \left(\frac{l_1}{2} - b_H \right). \quad (2.11)$$

Стрела подъема диафрагмы

$$f_{2д} = \frac{f_2}{\cos \frac{l_1}{2R_{\bar{6}}}}. \quad (2.12)$$

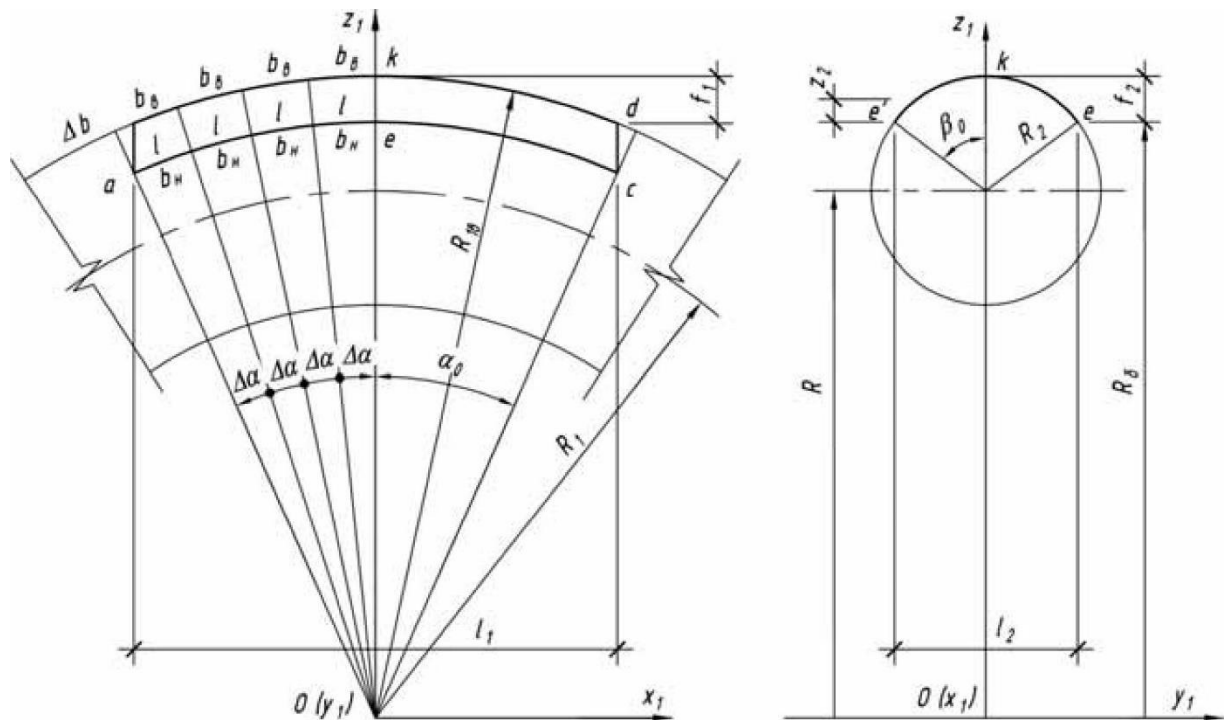


Рис. 2.2. Геометрия оболочки

Приведенные выше формулы позволяют определять основные размеры элементов тороидальных оболочек.

2.2. Конструктивные решения тороидальных железобетонных оболочек покрытий средней длины

Покрытия из железобетонных тороидальных пологих оболочек средней длины выполняются, как правило, одноволновыми в продольном направлении и многоволновыми - в поперечном.

Разрезка скорлупы оболочки на сборные элементы производится в соответствии со схемами рис. 2.3.

При шаге колонн 12 м наиболее часто применяется разрезка скорлупы на криволинейные элементы размером в плане 3х12 м (рис. 2.3, а). Встречается также разрезка на элементы размером 3х6 м (рис. 2.3, б).

При шаге колонн 18 и 24 м применяются аналогичные схемы разрезки (рис. 2.3, в, г).

Возможны и другие схемы разрезки, например, схема с продольной разрезкой.

Криволинейные панели оболочек (рис. 2.4) должны воспринимать усилия, возникающие при эксплуатации оболочек и в стадии транспортирования и монтажа.

Для восприятия изгибающих моментов в стадии транспортирования и монтажа обычно устраиваются криволинейные ребра, окаймляющие панель. В направлении короткой стороны панели имеют ребра, расположенные по торцам и в середине. Про-

межуточные ребра устанавливаются для повышения устойчивости оболочки и организации проемов для фонарей.

Высота криволинейных ребер панелей определяется, как правило, моментами, возникающими при транспортировке и монтаже.

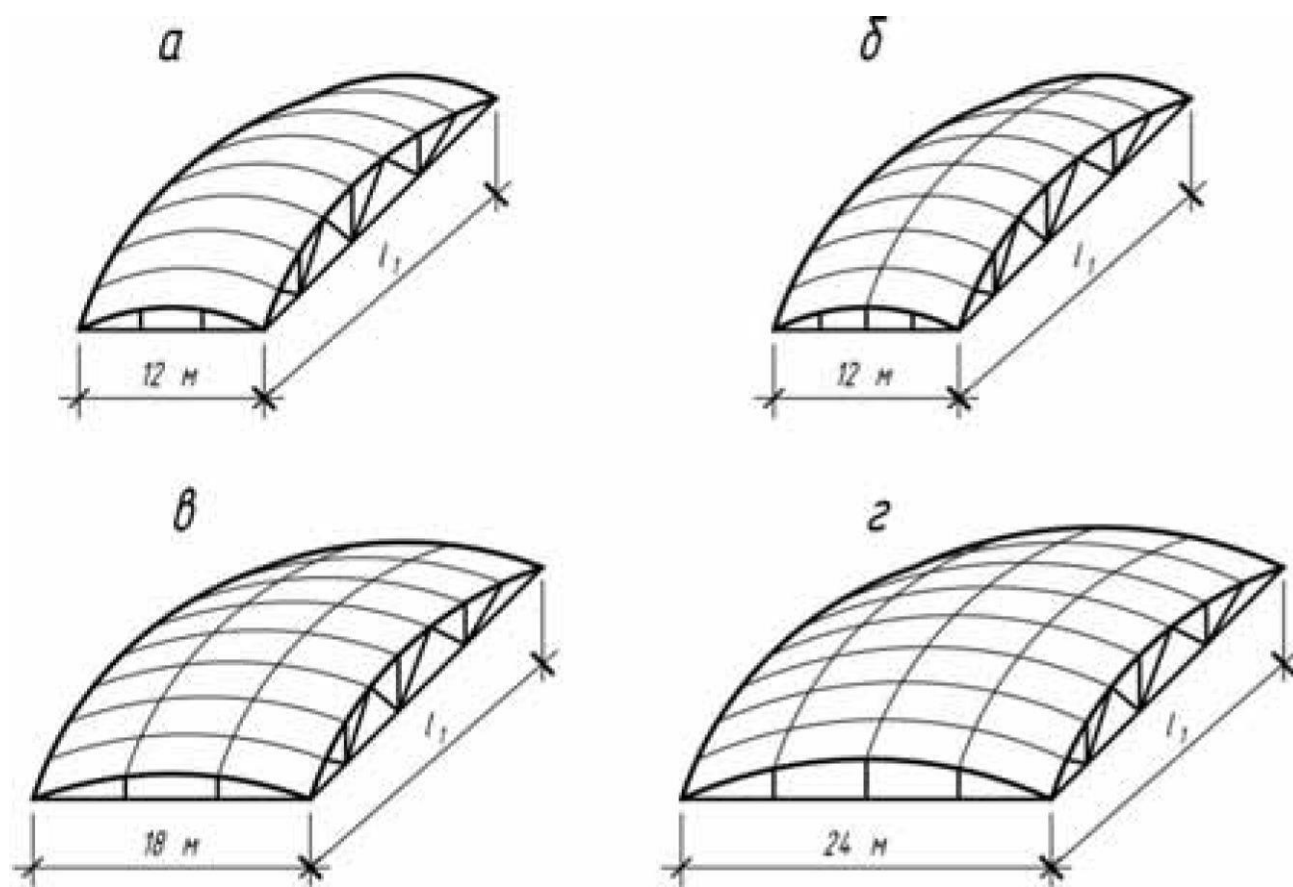


Рис. 2.3. Схемы разрезки тороидальных оболочек на сборные элементы

Так, для панелей 3х12 м (рис. 2.4, б, в) высота криволинейных ребер по расчету на монтажные нагрузки получается равной 350...450 мм. Для восприятия усилий, возникающих при эксплуатации оболочки, достаточно иметь ребра высотой 200...250 мм. Ребра чаще всего принимают высотой 200...250 мм, при этом используются временные затяжки (рис. 2.4, б, в), уменьшающие величину моментов при перевозке и монтаже.

При разрезке оболочки на элементы размером 3х6 м (рис. 2.4, а) высота криволинейных ребер и количество арматуры в них получается примерно одинаковым как из условий эксплуатации оболочки, так и из условия транспортирования и монтажа сборных элементов. Кроме того, примерно в 4 раза уменьшается стрела подъема каждой панели, по сравнению с панелями размером 3х12 м, что улучшает условия их изготовления и перевозки.

Возможно применение панелей 3х6 м с одним центральным криволинейным ребром (рис. 2.4, г). В этом случае достаточно иметь одну временную затяжку.

Прямолинейные ребра панелей в поперечном направлении принимаются высотой 150...200 мм.

Толщина криволинейной плиты панелей определяется условиями прочности, технологией изготовления и обеспечения необходимой толщины защитного слоя бетона. При пролетах оболочек до 36 м толщина плит принимается равной 30...40 мм.

Продольные диафрагмы тороидальных оболочек средней длины могут выполняться в виде балок прямоугольного, таврового и двутаврового сечения с криволинейным верхним поясом, двухшарнирных арок с затяжками, раскосных и безраскосных ферм.

Продольные диафрагмы должны быть рассчитаны на действие усилий, возникающих при их перевозке, после монтажа криволинейных панелей, а также при эксплуатации замоноличенной оболочки.

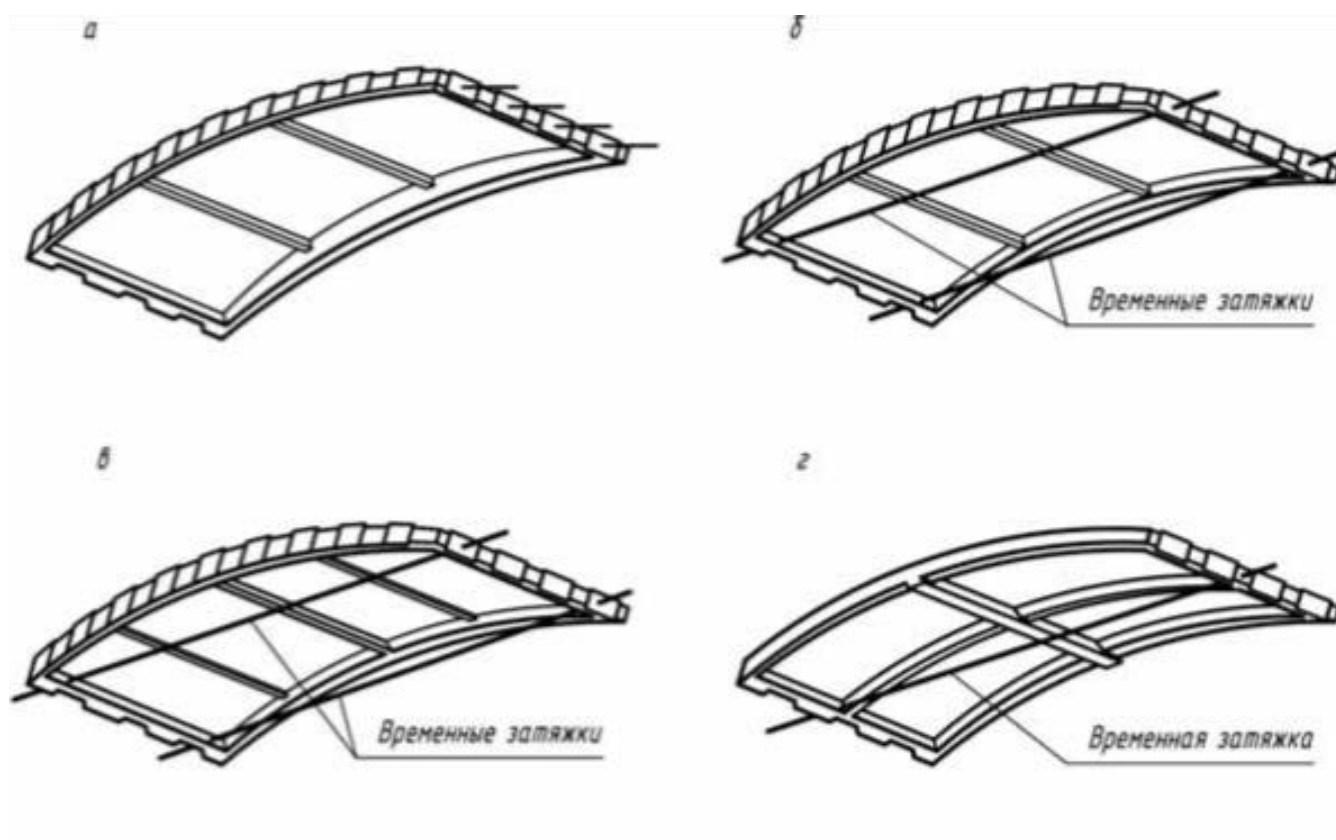


Рис. 2.4. Конструкции сборных панелей тороидальных оболочек

При пролете 18м наиболее целесообразны продольные диафрагмы в виде балок, при пролетах 24 и 30 м могут использоваться раскосные или безраскосные фермы, при больших пролетах - арки, составные железобетонные или металлические фермы. Исходя из условий изготовления и эксплуатации, удобнее безраскосные фермы, которые позволяют также прокладывать вдоль цеха различные коммуникации, располагая их между поясами ферм.

Для восприятия сдвигающих усилий, возникающих на стыках криволинейных панелей с бортовыми элементами, по их верхним граням устраиваются выпуски арматуры и бетонные шпонки.

Поперечные диафрагмы тороидальных оболочек при шаге колонн 12 и 18 м

обычно делаются в виде двухшарнирных арок с предварительно напряженными затяжками. При этом для повышения надежности арки могут изготавливаться совместно с крайними панелями оболочек, затяжки изготавливаются отдельно.

Для непрерывной, без разрывов, передачи усилий от одного сборного элемента оболочки к другому и для создания конструкции, не отличающейся по прочности от монолитной, необходимы надежные стыки сборных элементов (рис. 1.7, 1.8, 1.10, 1.11).

Опыт проектирования, внедрения и испытания, технико-экономический анализ подобных оболочек освещается во многих работах.

2.3. Расчет железобетонных тороидальных оболочек средней длины

2.3.1. Общие сведения по расчету

Расчет тороидальных пологих оболочек средней длины, построенный на основе методов математической теории упругости. Однако расчеты многоволновых покрытий этими методами громоздки, требуют выполнения большого количества вычислений, физический смысл которых во многих случаях не улавливается, что может привести к появлению трудно обнаруживаемых ошибок.

В настоящей работе приводится более простой инженерный метод расчета железобетонных тороидальных оболочек, лишенный указанных недостатков.

При проектировании оболочек нужно назначать такие размеры их элементов и армирование, чтобы предотвратить преждевременное разрушение оболочек по следующим нижеприведенным схемам (рис. 2.5):

- разрушение оболочки в сечении $x = \text{const}$ как балки фигурного профиля (рис. 2.5, а);
- разрушение в результате разрыва арматуры около углов оболочки от действия главных растягивающих усилий (рис. 2.5, б);
- разрушение оболочки от действия поперечных изгибающих моментов (рис. 2.5, в, г);
- разрушение оболочки в результате разрыва арматуры затяжки диафрагмы (рис. 2.5, д);
- разрушение бортовых элементов около опор по наклонным сечениям от действия поперечных сил (рис. 2.5, е).

Возможны и другие схемы разрушения оболочки, например, при неправильном конструировании элементов, но такие разрушения предотвращаются при соблюдении конструктивных требований.

Должны быть обеспечены также требования по трещиностойкости или ширине раскрытия трещин от усилий, возникающих как в период изготовления, перевозки и монтажа сборных элементов, так и в период эксплуатации оболочки, а также требования, предъявляемые к жесткости оболочки.

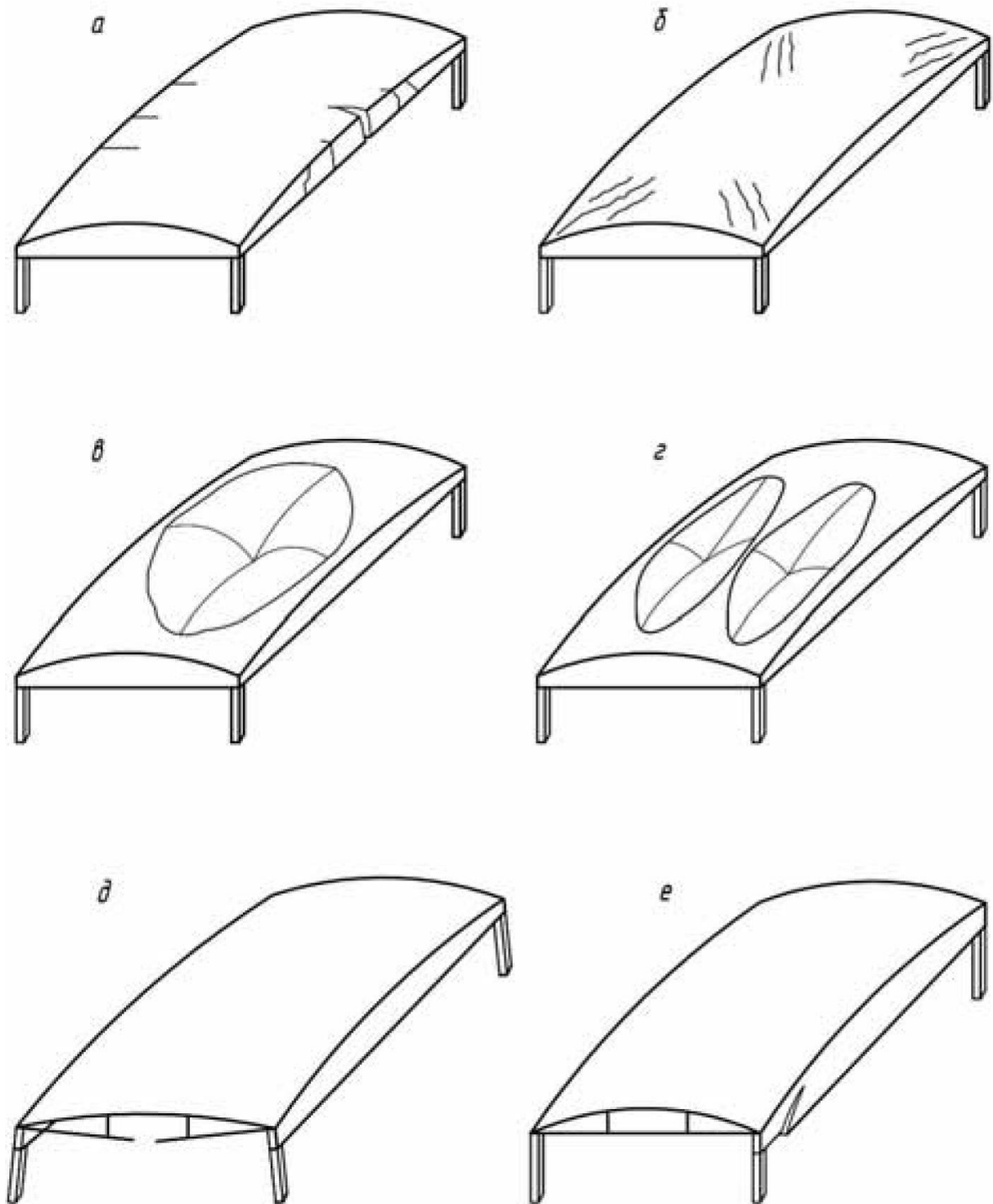


Рис. 2.5. Возможные схемы разрушения тороидальных железобетонных оболочек

2.3.2. Определение площади поперечного сечения продольной арматуры бортовых элементов

Для предотвращения преждевременного разрушения оболочки по балочной схеме (рис. 2.5, а) необходимо установить в растянутой зоне (в продольных диафрагмах) продольную арматуру, площадь поперечного сечения которой A_s может быть определена с использованием метода предельного равновесия.

Разрушение по балочной схеме происходит, когда напряжение в растянутой арматуре A_s достигает предела текучести (для мягких сталей) или предела прочности (для твердых сталей). При этом значительно раскрываются трещины в растянутой зоне бетона, сжатая зона бетона уменьшается по высоте до тех пор, пока напряжения в ней не достигнут значений R_b , разрушение происходит от раздавливания бетона в сжатой зоне.

В расчетном предельном состоянии напряжения в растянутой продольной арматуре принимаются равными R_s , а напряжения в сжатой зоне бетона - R_b .

Вырезая из оболочки двумя вертикальными сечениями $x = \text{const}$ элемент длиной Δx (рис. 2.6) и рассматривая условия его равновесия, можно записать два уравнения:

$$\sum x=0; \quad R_s \cdot A_s = 2R_b \cdot \delta \cdot \theta_1 \cdot R_2, \quad (2.13)$$

$$\sum Mx=0; \quad M = 2R_b \cdot \delta \cdot \theta_1 \cdot R_2 \cdot z_1, \quad (2.14)$$

где δ - толщина плиты оболочки; θ_1 - угол, соответствующий половине дуги сжатой зоны; M - изгибающий момент в рассматриваемом сечении оболочки $x = \text{const}$, определенный как в балке пролетом l_1 на двух опорах.

Для отдельно стоящей оболочки (рис. 2.6, а)

$$M = \frac{ql_2 + 2g_6}{2} x(l_1 - x), \quad (2.15)$$

Для средней оболочки многоволнового покрытия (рис. 2.6, б)

$$M = \frac{ql_2 + g_6}{2} x(l_1 - x), \quad (2.16)$$

где q - расчетная нагрузка, действующая на 1 м² поверхности оболочки; g_6 - расчетная нагрузка от собственного веса, действующая на 1 м длины бортового элемента; x - расстояние от диафрагмы (точнее от центров опор) до рассматриваемого сечения.

Наибольшие моменты будут действовать в среднем сечении оболочки $x=l_1/2$.

Для отдельно стоящей оболочки

$$M_{\max} = \frac{(ql_2 + 2g_6)l_1^2}{8}. \quad (2.17)$$

Для средней оболочки многоволнового покрытия

$$M_{\max} = \frac{(ql + g_6)l_1^2}{8}. \quad (2.18)$$

Приведем последовательность решения поставленной задачи по определению площади поперечного сечения продольной арматуры бортовых элементов.

Определяется плечо внутренней пары сил в первом приближении (рис. 2.6):

$$z_1 = f_1 + f_2 + h_{6o} - a_s = h_o \quad (2.19)$$

где h_{6o} - высота бортового элемента на опоре; a_s - расстояние от нижней грани бортового элемента до центра тяжести растянутой арматуры; h_o - рабочая высота рассматриваемого сечения оболочки $x = \text{const}$.

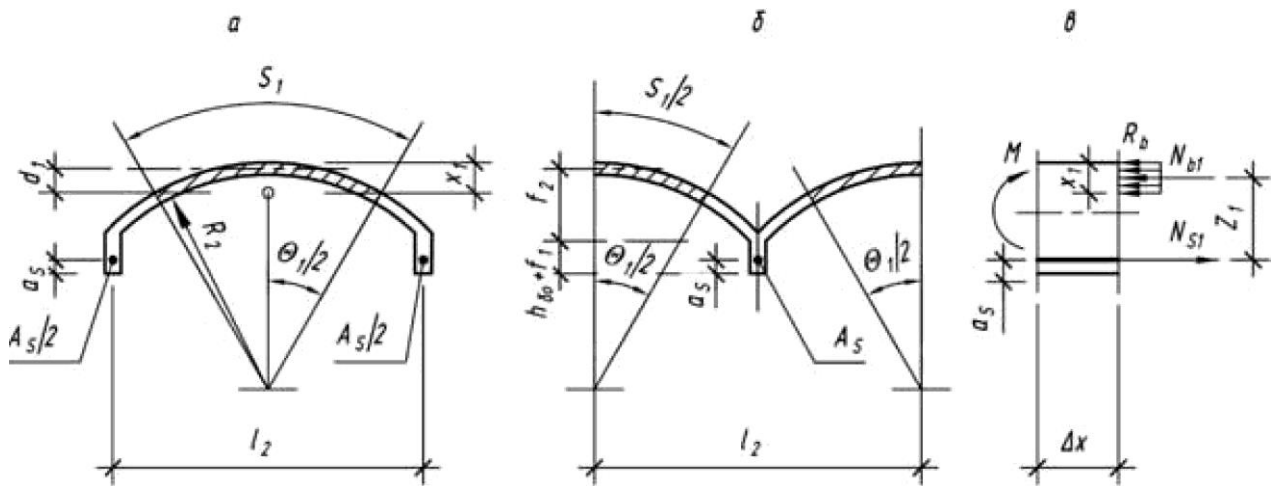


Рис. 2.6 Расчетные сечениях $= l_1/2$ оболочки: а - для отдельной оболочки; б - для средней оболочки; в - усилия, действующие на элемент оболочки

Определяется растягивающее усилие в арматуре бортовых элементов, равное усилию в сжатой зоне бетона, в первом приближении

$$N_1 = M/z_1 \quad (2.20)$$

Этому сжимающему усилию соответствует длина дуги оболочки, в которой напряжения достигают значений R_b :

$$S = N/R, \quad (2.21)$$

и угол, соответствующий половине этой дуги:

$$\theta_1 = S_1/(2R_2) \quad (2.22)$$

Вычисляется высота сжатой зоны бетона в первом приближении:

$$x = R_2(1 - \cos\theta_1) \approx \frac{R_2}{2} \cdot \theta_1^2 \quad (2.23)$$

Расстояние от вершины оболочки до центра тяжести сжатой зоны

$$d_1 = R_2 - R_2 \frac{\sin\theta_1}{\theta_1} \approx \left(1 - \frac{\theta_1 - \frac{\theta_1^3}{6}}{\theta_1} \right) \approx \frac{x}{3} \quad (2.24)$$

Затем определяются плечо внутренней пары сил во втором приближении

$$z_2 = h_o - d_1 \quad (2.25)$$

и усилие второго приближения

$$N_1 = M/z_2 \quad (2.26)$$

Повторяя расчет, найдем величину d_2 , плечо внутренней пары сил в третьем приближении

$$z_3 = h_o - d_2 \quad (2.27)$$

и соответствующее ему продольное усилие третьего приближения

$$N_3 = M/z_3 \quad (2.28)$$

Процесс быстро сходится и обычно второе приближение дает достаточно точное значение продольного усилия.

Плечо внутренней пары сил может быть определено и по формуле, которая реализует метод последовательных приближений

$$z = h_0 - \frac{A}{\left\{ h_0 - \frac{A}{\left\{ h_0 - \frac{A}{\left(h_0 - \frac{A}{(h_0 - \dots)^2} \right)^2} \right\}^2} \right\}^2} \right\}^2} , \quad (2.29)$$

где

$$A = \frac{M^2}{24\delta^2 R_b^2 R_2} . \quad (2.30)$$

Если ограничиться третьим приближением, то формула (2.29) принимает вид

$$z = h_0 - \frac{A}{\left(h_0 - \frac{A}{h_0^2} \right)^2} . \quad (2.31)$$

Площадь поперечного сечения растянутой арматуры в крайнем бортовом элементе многоволновой оболочки или в бортовом элементе отдельно стоящей оболочки

$$\frac{A_s}{2} = \frac{N}{2R_s} = \frac{M}{2zR_s} . \quad (2.32)$$

Площадь поперечного сечения продольной арматуры в среднем бортовом элементе многоволнового покрытия

$$A_s = M / (zR_s) \quad (2.33)$$

2.3.3. Расчет угловых зон оболочки на действие главных растягивающих усилий

Разрушение оболочки по схеме рис. 2.5, б происходит в такой последовательности. При главных растягивающих напряжениях, равных пределу прочности бетона на растяжение, в угловых зонах появляются диагональные трещины, после чего главные растягивающие усилия в сечениях с трещинами воспринимаются только армату-

рой. Если при увеличении нагрузки арматура, пересекающая трещины, будет порвана, то около углов оболочки между трещинами образуются полосы оболочки, теряющие устойчивость от главных сжимающих усилий.

Для определения необходимого количества арматуры, которое нужно установить в скорлупе оболочки около ее углов, нужно знать главные растягивающие усилия.

Если предположить, что диафрагмы являются дисками, бесконечно жесткими в своей плоскости и бесконечно гибкими из нее, то на стыках с диафрагмами в оболочке главные растягивающие усилия равны по абсолютной величине сдвигающим усилиям и направлены под углом 45° к осям x и y .

При определении сдвигающих усилий S можно использовать закономерность распределения их по краям оболочки.

Усилия S при равномерно распределенной по поверхности оболочки нагрузке у диафрагм имеют эпюры, близкие к треугольным, с максимальными значениями сдвигающих усилий S_0 в углах оболочки.

Принимая такой закон распределения сдвигающих усилий вдоль краев оболочки, и предполагая, что вся нагрузка воспринимается только сдвигающими усилиями (рис. 2.7), можно записать условие равновесия четверти оболочки по вертикали:

$$\begin{aligned} \frac{1}{4}ql_1l_2 &= \int_0^{l_1/2} S_x \sin \alpha_x dS_x + \int_0^{l_2/2} S_y \sin \alpha_y dS_y = \\ &= \int_0^{l_1/2} S_x \sin \alpha_x \frac{dx}{\cos \alpha_x} + \int_0^{l_2/2} S_y \sin \alpha_y \frac{dy}{\cos \alpha_y} = \\ &= \int_0^{l_1/2} S_x z'_x dx + \int_0^{l_2/2} S_y z'_y dy, \end{aligned} \quad (2.34)$$

где z'_x, z'_y - тангенсы углов наклона краев оболочки в точках с координатами x и y ; S_x, S_y - сдвигающие усилия по краям оболочки, действующие соответственно вдоль осей x и y .

Величины сдвигающих усилий по краям оболочки - продольному и поперечному:

$$S_x = S_0 \left(1 - \frac{2x}{l_1} \right), \quad (2.35)$$

$$S_y = S_0 \left(1 - \frac{2y}{l_2} \right). \quad (2.36)$$

Если продольные и поперечные края оболочки описаны параболами со стрелами подъема f_1 и f_2 , то координаты их точек z_x и z_y будут определяться выражениями (2.37) и (2.38):

$$z_x = \frac{4f_1}{l_1^2} x(l_1 - x), \quad (2.37)$$

$$z_y = \frac{4f_2}{l_2^2} y(l_2 - y), \quad (2.38)$$

а их производные - выражениями (2.39) и (2.40):

$$z'_x = \frac{4f_1}{l_1} \left(1 - \frac{2x}{l_1}\right) \quad (2.39)$$

$$z'_y = \frac{4f_2}{l_2} \left(1 - \frac{2y}{l_2}\right). \quad (2.40)$$

Подставив значения S_x , S_y , z'_x , z'_y в уравнение (2.34) и произведя интегрирование, получим сдвигающие усилия, действующие по углам оболочки:

$$S_0 = \frac{3}{8} \frac{ql_1 l_2}{f_1 + f_2} = 0,375 \frac{G}{f}, \quad (2.41)$$

где $G = q \cdot l_1 \cdot l_2$ - суммарная нагрузка, действующая на оболочку; $f = f_1 + f_2$ - суммарная стрела подъема оболочки.

При круговом очертании продольных и поперечных краев оболочки формула для S_0 получается аналогично и имеет вид

$$S_0 = -G/(2f) \quad (2.42)$$

Для цилиндрических оболочек и оболочек двоякой кривизны, не имеющих по продольным краям контурных элементов, в формулах (2.40) и (2.41) следует принять $f_1 = 0$.

Более точные значения S_0 могут быть получены при учете поперечных сил Q_{10} , передающихся с диафрагм на поперечные края оболочки, и Q_{20} , передающихся с бортовых элементов на продольные края оболочки.

При действии равномерно распределенной нагрузки q по всей поверхности оболочки сдвигающие силы, действующие по углам оболочки, могут быть определены по формуле

$$S_0 = \frac{G - 2Q_{10}l_2 - 2Q_{20}l_1}{2f}. \quad (2.43)$$

В формуле (2.43) $2Q_{20}l_1$ - часть внешней нагрузки $G = q \cdot l_1 \cdot l_2$, воспринимаемая поперечными силами, возникающими у бортовых элементов; $2Q_{10}l_2$ - часть внешней нагрузки, воспринимаемая поперечными силами Q_{10} , возникающими у диафрагм.

Для определения поперечных сил Q_{10} и Q_{20} в пособии использована теория расчета балок на упругом основании.

Тороидальная оболочка может быть заменена в первом приближении системой продольных и поперечных полос (балок), соединенных между собой в точках пересечения (рис. 2.8, а). Упругий отпор для продольных «балок» будут создавать поперечные криволинейные балки, имеющие радиус кривизны R_2 , а для поперечных балок

упругий отпор создается
продольными балками с радиусами кривизны R_1 .

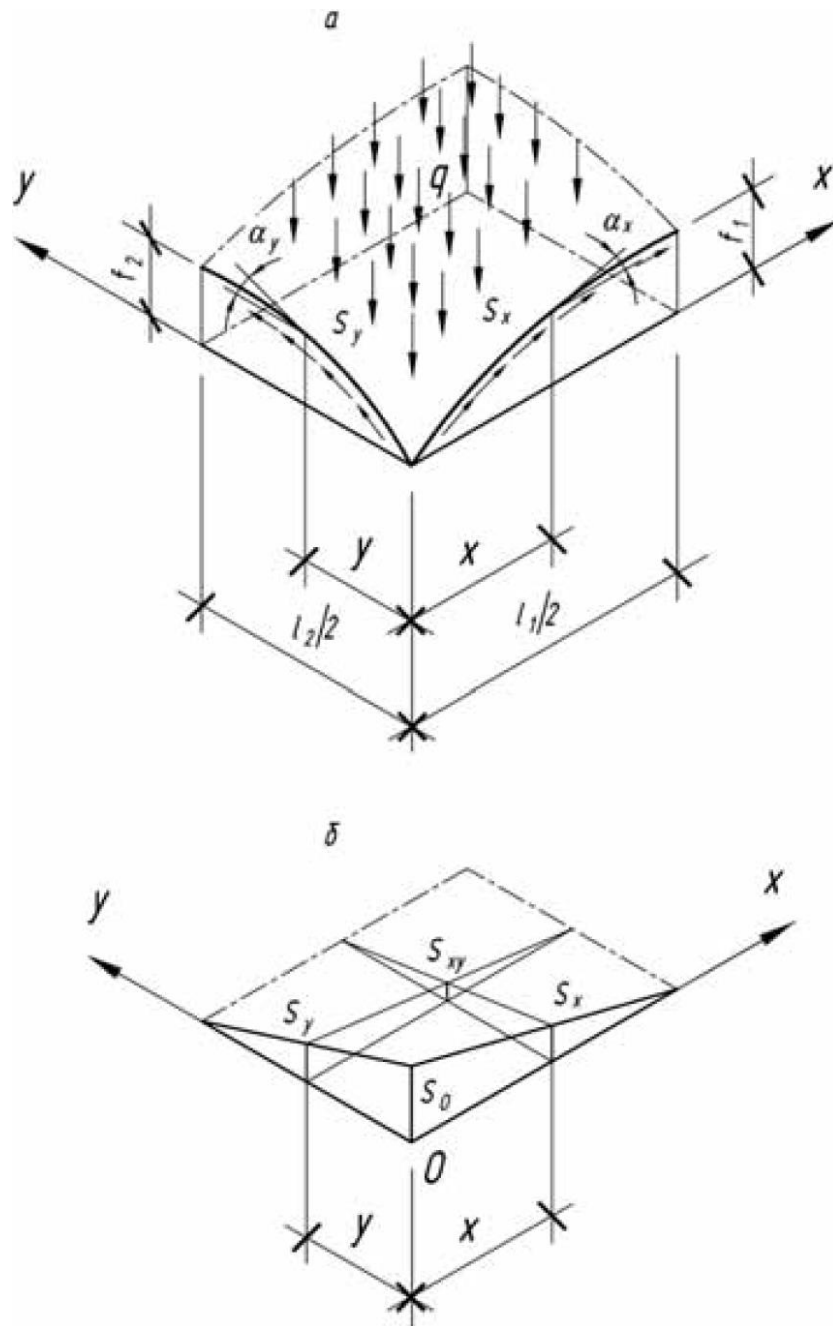


Рис. 2.7. Схема определения сдвигающих усилий по краям оболочки: а - четверть оболочки под действием внешней нагрузки q и сдвигающих усилий S ; б - эпюры сдвигающих усилий

Уравнения бесконечно длинных балок на упругом основании для поперечных полос имеют вид:

$$\left. \begin{aligned}
 M_2 &= C_1 \eta_1 + C_2 \eta_2 ; \\
 S_2 Q_2 &= -C_1 \eta_3 + C_2 \eta_4 ; \\
 EI_2 w^* &= q \frac{S_2^4}{4} = \frac{S_2^2}{2} (c_1 \eta_2 - c_2 \eta_1) ; \\
 EI w^{*'} &= \frac{S_2}{2} (c_1 \eta_4 + c_2 \eta_3) .
 \end{aligned} \right\} \quad (2.44)$$

В этих уравнениях

$$\eta_1 = l_2^{-\varphi} \cos \varphi, \quad \eta_2 = l_2^{-\varphi} \sin \varphi,$$

$$\eta_3 = \eta_1 + \eta_2, \quad \eta_4 = \eta_1 - \eta_2.$$

Таблицы этих коэффициентов приводятся, в учебнике железобетонные конструкции. Специальный курс. $\varphi = y/S_2$ - безразмерная координата рассматриваемого сечения; y - расстояние от продольного края оболочки до рассматриваемого сечения; S_2 - линейная характеристика балки на упругом основании.

Для гладкой оболочки

$$S_2 = 0,76 \sqrt{R_1 \delta}. \quad (2.45)$$

Для оболочек, имеющих поперечные ребра (рис. 2.8):

$$S_2 = \sqrt[4]{\frac{4I_2 R_1}{\delta^2}}, \quad (2.46)$$

где δ - толщина скорлупы оболочки; $I_2 = I_{T2}/d$ - момент инерции поперечной полосы шириной 1 м, определенный с учетом поперечных ребер; I_{T2} - момент инерции тавра (рис. 2.8, б), образованного плитой шириной d и поперечным ребром; d - расстояние между поперечными ребрами.

Для определения изгибающего момента M_1 , действующего в продольном направлении, поперечной силы Q_1 , соответствующей этому моменту, прогиба w' и угла поворота w используются уравнения (2.44), в которые вместо φ подставляется $\psi = x/S_1$, где x - расстояние от диафрагмы до рассматриваемого сечения. Тогда для гладкой оболочки

$$S_1 = 0,76 \sqrt{R_2 \delta}, \quad (2.47)$$

для оболочки, имеющей продольные ребра (рис. 2.8, б):

$$S_1 = \sqrt[4]{\frac{4I_1 R_2^2}{\delta}}, \quad (2.48)$$

где $I_1 = I_{T2}/c$ - момент инерции продольной полосы шириной 1 м, определенный

с учетом наличия продольных ребер; I_{T1} - момент инерции тавра, образованного плитой шириной c и продольным ребром; c - расстояние между продольными ребрами. При определении поперечных сил Q_{10} , действующих у диафрагм оболочки от равномерно распределенной нагрузки q , будем считать диафрагмы дисками бесконечно жесткими в своей плоскости и бесконечно гибкими из нее.

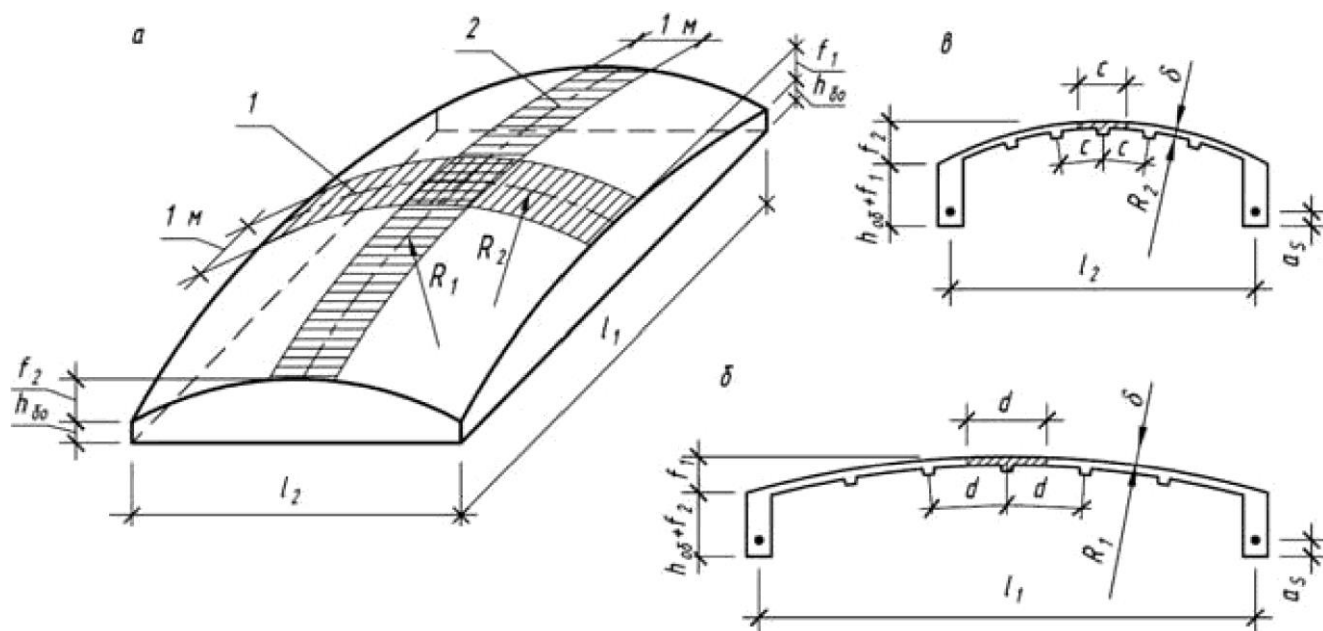


Рис. 2.8. К определению поперечных сил, передающихся на поперечные и продольные края оболочки: а - продольная (1) и поперечная (2) балки на упругом основании; б - продольное сечение оболочки; в - поперечное сечение оболочки

Поперечные силы Q_{10} определяем из уравнения сил

$$Q_{10} \cdot a_{22} + \Delta_{1p} = 0, \quad (2.49)$$

где $\Delta_{1p} = -w = -q \frac{S_1^4}{4}$ - перемещение края оболочки по направлению Q_{10} от внешней нагрузки q ; a_{22} - перемещение края оболочки от $Q_{10} = 1$, которое может быть определено из уравнений (2.44). При этом произвольные постоянные c_1 и c_2 могут быть вычислены из первых двух уравнений этой системы, записанных для края оболочки, где $x = 0, \psi = 0, \eta_1 = \eta_2 = \eta_3 = \eta_4 = 1, \eta_2 = 0, M_1 = 0 = c_1 \cdot 1 + c_2 \cdot 0, S_1 Q_1 = S_1 \cdot 1 = c_1 \cdot 1 + c_2 \cdot 1$.

Из этих уравнений $c_1 = 0, c_2 = S_1$.

Подставляя значения c_1 и c_2 в третье уравнение системы (2.44), получаем

$$a_{22} = \frac{S_1^3}{2}.$$

Из уравнения (2.49)

$$Q_{10} = -\frac{\Delta_{1p}}{a_{22}} = \frac{q S_1}{2}. \quad (2.50)$$

Подобным образом можно определить поперечные силы, действующие в оболочке около бортовых элементов от равномерно распределенной нагрузки q .

Для крайнего в температурном блоке бортового элемента

$$Q_{20} = q \cdot S_2 / 2 \quad (2.51)$$

У средних бортовых элементов оболочка может считаться заземленной и несмещающейся в вертикальной плоскости. В этом случае поперечная сила

$$Q_{20} = q \cdot S_2 \quad (2.52)$$

Площадь поперечного сечения арматуры, которую необходимо установить перпендикулярно диагональным трещинам (вдоль главных растягивающих усилий) у половины диафрагм при действии равномерно распределенной по всей поверхности оболочки нагрузки q , может быть определена по формуле

$$A_s = \frac{S_0 l_2}{4 R_s} . \quad (2.53)$$

Если около углов оболочки устанавливаются сетки с одинаковой арматурой, расположенной вдоль осей x и y , то суммарная площадь поперечного сечения арматуры одного направления может быть определена по формуле

$$A_s = 0,177 \frac{S_0 l_2}{R_s} . \quad (2.54)$$

Полученная по этим формулам арматура должна быть расставлена в соответствии с эпюрой главных растягивающих усилий (эпюрой S). При стержнях одного диаметра минимальный шаг принимается около углов оболочки и максимальный шаг - около середины диафрагмы.

2.3.4. Учет влияния деформативности бортовых элементов

Обычно бортовые элементы обладают жесткостью, соизмеримой с жесткостью краев оболочки, поэтому при более точном определении поперечных сил Q_{20} , действующих у продольных краев оболочки, необходимо учитывать их деформативность.

На стыке оболочки с бортовым элементом возникают усилия M_{20} , Q_{20} , S_{x0} . Будем считать, что деформации растяжения по линии контакта оболочки с бортовым элементом равны нулю (нейтральная ось пересекает линию контакта). Ввиду малой кривизны оболочки в продольном направлении можно пренебречь влиянием сдвигающих усилий S_{x0} .

Для определения усилий M_{20} и Q_{20} воспользуемся методом сил. Основная система метода сил для крайнего бортового элемента представлена на рис. 2.9, б.

Уравнения метода сил имеют вид

$$\left. \begin{aligned} (a_{11}^0 + a_{11}^6) M_{20} + (a_{12}^0 + a_{12}^6) Q_{20} &= a_{10i} , \\ (a_{12}^0 + a_{12}^6) M_{20} + (a_{22}^0 + a_{22}^6) Q_{20} &= a_{20i} . \end{aligned} \right\} \quad (2.55)$$

Здесь a_{11}^o - кратный угол поворота края оболочки от моментов $M_{20} = 1$ кНм/м; a_{12}^o - кратный угол поворота края оболочки от поперечных сил $Q_{20} = 1$ кН/м; a_{21}^o - кратное перемещение края оболочки по направлению Q_{20} от моментов $M_{20} = 1$ кНм/м; a_{22}^o - кратное перемещение края оболочки от усилий $Q_{20} = 1$ т/м; a_{11}^b , a_{12}^b - кратные углы поворота среднего сечения бортового элемента от единичных моментов и поперечных сил; a_{21}^b , a_{22}^b - кратные перемещения среднего сечения бортового элемента вниз от единичных моментов и поперечных сил; a_{10i} - кратные углы поворота края оболочки или середины бортового элемента от внешних нагрузок, приложенных к оболочке или бортовому элементу; a_{20i} - кратные перемещения края оболочки для бортового элемента в вертикальной плоскости от внешних нагрузок, приложенных к оболочке или бортовому элементу.

Определение коэффициентов канонических уравнений (2.55) для оболочки проведем с использованием уравнений балок на упругом основании (2.44).

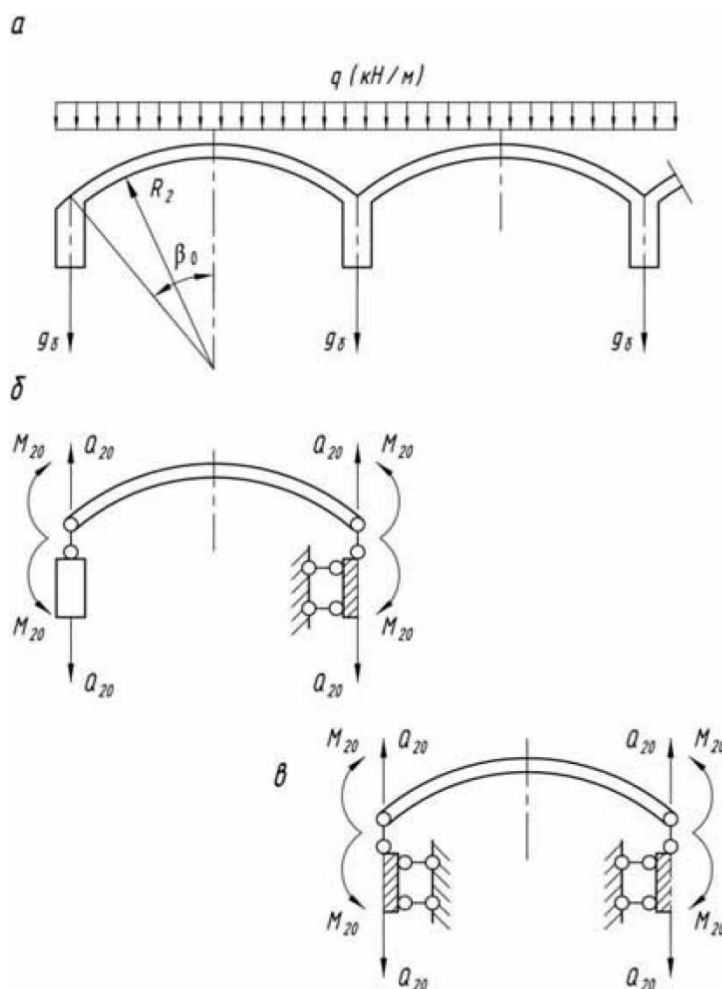


Рис. 2.9. К определению краевых усилий:

a - действующие нагрузки; b - основная система для крайней оболочки; $в$ - основная система для средней оболочки

При действии на край оболочки момента M_{20} , равномерно распределенного по длине, постоянные c_1 и c_2 уравнений (2.44) определяются из граничных условий для края оболочки $y = 0$, $\varphi = 0$, $\eta_1 = \eta_3 = \eta_k = 1$, $\eta_2 = 0$,

$$M_2 = M_{20} = c_1 \cdot 1 + c_2 \cdot 0, \quad Q_2 = 0 = \frac{1}{S_2}(-c_1 \cdot 1 + c_2 \cdot 1),$$

откуда $c_1 = c_2 = M_{20}$.

Момент в сечении $\varphi = y/S_2$ определяется из первого уравнения (2.44) при подстановке в него $c_1 = c_2 = M_{20}$:

$$M_2 = M_{20}\eta_1 + M_{20}\eta_2 = M_{20}\eta_3. \quad (2.56)$$

Поперечная сила в сечении φ

$$Q_2 = \frac{1}{S_2}(-M_{20}\eta_3 + M_{20}\eta_4) = -\frac{2M_{20}}{S_2}. \quad (2.57)$$

Прогиб в сечении φ , увеличенный в EI_2 раз:

$$w = \frac{S_2^2}{2}(M_{20}\eta_2 - M_{20}\eta_1) = -\frac{S_2^2}{2}M_{20}\eta_4. \quad (2.58)$$

Угол поворота сечения φ , увеличенный в EI_2 раз:

$$w' = \frac{S_2}{2}(M_{20}\eta_4 + M_{20}\eta_3) = S_2M_{20}\eta_1. \quad (2.59)$$

Угол поворота края оболочки от момента $M_{20} = 1$

$$a_{11}^0 = S_2. \quad (2.60)$$

Перемещение края оболочки по направлению Q_{20} от момента $M_{20} = 1$

$$a_{21}^0 = -w_0 \cos \beta = \frac{S_2^2}{2} \cos \beta_0. \quad (2.61)$$

Если к краю оболочки приложена поперечная сила Q_{20} , равномерно распределенная по длине и направленная по радиусу R_2 , то произвольные постоянные c_1 и c_2 определяются из граничных условий при $\varphi = 0$, $M_{20} = 0$, $Q_2 = Q_{20}$.

Подставляя эти условия в два первых уравнения системы (2.44):

$$M_{20} = 0 = c_1 \cdot 1 + c_2 \cdot 0, \quad Q_2 = Q'_{20} = \frac{1}{S_1}(-c_1 \cdot 1 + c_2 \cdot 1),$$

получим $c_1 = 0$, $c_2 = S_2 Q'_{20}$.

Подставляя c_1 и c_2 в (2.44), получим:

$$M_2 = S_2 Q'_{20} \eta_2, \quad (2.62)$$

$$Q_2 = Q'_{20} \eta_4, \quad (2.63)$$

$$w = -\frac{S_2^3}{2} Q'_{20} \eta_1, \quad (2.64)$$

$$w' = -\frac{S_2}{2} - Q_{20}\eta_3. \quad (2.65)$$

От вертикальных сил $Q_{20} = 1$ (рис. 2.9, б) перемещение края оболочки ($y = 0$) по вертикали

$$a_{22}^o = \frac{S_2^3}{2} \cos^2 \beta_0, \quad (2.66)$$

а угол поворота

$$a_{12}^o = \frac{S_2^2}{2} \cos \beta_0. \quad (2.67)$$

От действия равномерно распределенной по поверхности нагрузки q вертикальное перемещение края оболочки, увеличенное в EI_2 раз:

$$a_{20}^o = q \frac{S_2^4}{4} \cos^2 \beta_0, \quad (2.68)$$

а угол поворота

$$a_{10}^o = 0. \quad (2.69)$$

Коэффициенты канонических уравнений для крайнего в температурном блоке бортового элемента (рис. 2.9, б) определяются методами строительной механики.

Угол поворота середины бортового элемента, увеличенный в EI_2 раз:

$$a_{11}^o = \frac{n_6 I_2 l_1^4}{4 I_k}, \quad (2.70)$$

где $n_6 = E_b / E_{b6}$; E_b - модуль упругости бетона оболочки; E_{b6} - модуль упругости бетона бортового элемента; l_1 - пролет бортового элемента; $I_k = I_{k1} + I_{k2} + I_{k3} \dots$ - момент инерции при кручении сечения $x = l_1/4$ бортового элемента, равный сумме моментов инерции при кручении элементарных частей, составляющих это сечение.

$$I_{ki} = k_i b_i^3 h_i, \quad (2.71)$$

где коэффициент k_i определяется по таблице 2.1 в зависимости от отношения h_i/b_i (большого к меньшему размеру элементарного сечения).

Таблица 2.1 – Значения коэффициентов k_i

h_i/b_i	1	2	3	4	5	10	20	30
k_i	0,141	0,246	0,263	0,281	0,292	0,312	0,323	0,333

Вертикальное перемещение середины бортового элемента переменного сечения от $Q_{20} = 1$, увеличенное в EI_2 раз:

$$a_{22}^6 = \frac{n_6 I_2 l_1^4}{65 I_m}, \quad (2.72)$$

где I_m — момент инерции среднего сечения бортового элемента относительно верхней грани. Для прямоугольного сечения $I_m = bh^3/3$. Для бортового элемента, выполненного в виде фермы или арки, $I_m = h_m^2 A_{н.п.}$, где $A_{н.п.}$ — площадь поперечного сечения нижнего пояса; h_m — расстояние от верхней грани бортового элемента до центра тяжести сечения нижнего пояса (при $x = l_1/2$).

Для бортового элемента постоянного сечения

$$a_{22}^6 = \frac{5}{384} \frac{n_6 I_2 l_1^4}{I_m}. \quad (2.73)$$

Угол закручивания бортового элемента от поперечных сил $Q_{20} = 1$, приложенных в плоскости симметрии:

$$a_{12}^6 = a_{21}^6 = 0. \quad (2.74)$$

От равномерно распределенной по длине бортового элемента нагрузки g_6 , действующей в плоскости его симметрии, угол поворота среднего сечения

$$a_{10g}^6 = 0, \quad (2.75)$$

а перемещение по направлению Q_{20}

$$a_{20g}^6 = a_{22}^6 g_6. \quad (2.76)$$

При действии на бортовой элемент равномерно распределенных по длине крутящих моментов (рис. 2.9, а):

$$a_{10m}^6 = a_{11m}^6, \quad (2.77)$$

$$a_{20m}^6 = 0. \quad (2.78)$$

Бортовой элемент, соединенный с двумя оболочками, при симметричной относительно него нагрузке (рис. 2.9, б), перемещается по вертикали без закручивания. Основная система метода сил в этом случае может быть представлена рис. 2.9, в. В этом случае бортовой элемент разрезан вертикальной плоскостью пополам и закреплен двумя горизонтальными связями от горизонтальных смещений и углов поворота.

Коэффициенты канонических уравнений (2.55) для среднего бортового элемента:

$$a_{11}^6 = a_{12}^6 = a_{21}^6 = 0, \quad (2.79)$$

$$a_{22}^6 = \frac{n_6 I_2 l_1^4}{32 I_m}, \quad (2.80)$$

$$a_{20g}^6 = \frac{g_6}{2} a_{22}^6. \quad (2.81)$$

Коэффициенты для оболочки не изменяются. Уравнения (2.55) для крайнего и среднего бортового элемента приведены в табл. 2.2.

Таблица 2.2 - Уравнения (2.55) для крайнего и среднего бортового элемента

Вид стыка	Краевые неизвестные		Загружение оболочки нагрузкой q , кН/м ²	Загружение бортового элемента	
	M_{20}	Q_{20}		нагрузкой g_6 , кН/м ²	крутящими моментами m , кН·м/м
Стык оболочки с краевым бортовым элементом	$S_2 + \frac{n_6 I_2 l_1^2}{4 I_\kappa}$	$\frac{S_2^2}{2} \cos \beta_0$	0	0	$m \frac{n_6 I_2 l_1^2}{4 I_\kappa}$
	$\frac{S_2^2}{2} \cos \beta_0$	$\frac{S_2^3}{2} \cos^2 \beta_0 + \frac{n_6 I_2 l_1^4}{65 I_m}$	$-q \frac{S_2^4}{4} \cos^2 \beta_0$	$g_6 \frac{n_6 I_2 l_1^4}{65 I_m}$	0
Стык оболочки со средним бортовым элементом	S_2	$\frac{S_2^2}{2} \cos \beta_0$	0	0	—
	$\frac{S_2^2}{2} \cos \beta_0$	$\frac{S_2^3}{2} \cos^2 \beta_0 + \frac{n_6 I_2 l_1^4}{32 I_m}$	$-q \frac{S_2^4}{4} \cos^2 \beta_0$	$g_6 \frac{n_6 I_2 l_1^4}{65 I_m}$	—

2.3.5. Расчет оболочки на действие изгибающих моментов

Для определения площади поперечного сечения арматуры, которую нужно установить в поперечных ребрах, необходимо знать моменты M_2 . Эти моменты могут быть определены с использованием уравнений бесконечно длинных балок на упругом основании (2.44), к краям которых приложены M_2 и Q_{20} , полученные из уравнений табл. 2.2.

Поперечные изгибающие моменты, действующие в сечении, могут быть определены по формуле

$$M_2 = M_{20} \eta_3 + S_2 Q_{20} \eta_2 \cos \beta_0. \quad (2.82)$$

При этом максимальный момент будет действовать в сечении $\varphi = y/S_2$, которое определится из условия $dM_2/d\varphi = 0$:

$$\varphi = \arctg \frac{1}{1 + \frac{2M_{20}}{S_2 Q_{20} \cos \beta_0}}. \quad (2.83)$$

Площадь поперечного сечения нижней арматуры криволинейного ребра оболочки (рис. 2.10) может быть определена по формуле

$$A_s \approx \frac{M_2 d}{R_s \left(h_0 - \frac{\delta}{2} \right)}, \quad (2.84)$$

где d - расстояние между поперечными ребрами (рис. 2.8); h_0 - полезная высота ребра; δ - толщина оболочки.

При действии положительных моментов M_2 нижняя арматура ребра растягивается и стремится выпрямиться, в результате чего ребро оказывается растянутым в поперечном направлении.

Для восприятия этих растягивающих усилий должна быть установлена поперечная арматура, площадь сечения которой может быть определена по формуле

$$A_{sw} = \frac{R_s A_s s_w}{n R_2 R_{sw}}, \quad (2.85)$$

где S_w - шаг поперечных стержней; n - число поперечных стержней в одном сечении (рис. 2.10, $n = 1$); R_2 - радиус кривизны ребра.

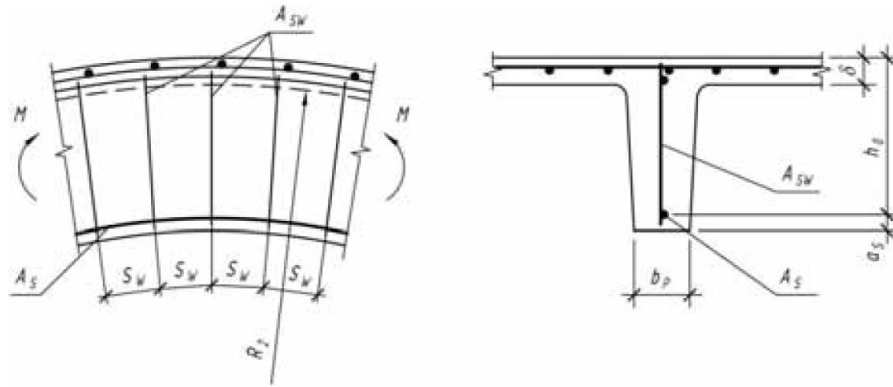


Рис. 2.10 К расчету армирования поперечного ребра

Для того, чтобы ребро не отделилось от оболочки криволинейной трещиной, толщина ребра должна быть не менее

$$b_p = \frac{R_s A_s}{R_b h_0}. \quad (2.86)$$

Около стыков оболочки с диафрагмами от действия поперечных сил $Q_{10} = qS_1/2$ возникают изгибающие моменты, максимальные значения которых

$$M_{1\max} = \frac{qS_1^2}{6} \quad (2.87)$$

будут действовать на расстоянии

$$x = 0,785S_1 \quad (2.88)$$

от диафрагм.

Эти максимальные изгибающие моменты должны быть меньше моментов, воспринимаемых 1 м скорлупы оболочки толщиной δ с расположенной там арматурой A_s :

$$M = R_s A_s \left(\frac{\delta}{2} - \frac{R_s A_s}{1000 R_b} \right). \quad (2.89)$$

Площадь поперечного сечения арматуры A_s должна быть не менее 0,2 % от площади поперечного сечения бетона $1000 \cdot \delta$, а расстояние между стержнями не должно превышать 200 мм.

2.3.6. Определение поперечных сил, возникающих в бортовых элементах

Для предотвращения разрушения бортовых элементов по схеме, изображенной на рис. 2.5, е, необходимо произвести расчет по наклонным сечениям на действие поперечных сил Q_6 .

От сдвигающих усилий, распределенных по треугольнику с максимальными значениями S_0 по углам оболочки (рис. 2.7), поперечные силы у опор бортовых элементов при загрузении всей поверхности оболочки равномерно распределенной нагрузкой

$$Q_{60} = \frac{1}{4} G \frac{f_1}{f_1 + f_2}. \quad (2.90)$$

С учетом действия поперечных сил Q_{10} , возникающих в оболочке около поперечных диафрагм, и Q_{20} , возникающих у продольных диафрагм (бортовых элементов), поперечная сила будет равна:

$$Q_{60} = \frac{1}{4} (q l_1 l_2 - 2 Q_{20} l_1 - 2 Q_{10} l_2) \frac{f_1}{f_1 + f_2} + \frac{Q_{20} l_1}{2}. \quad (2.91)$$

Поперечные силы, возникающие около опор бортовых элементов, при действии на них равномерно распределенной по длине нагрузки от собственного веса бортового элемента g_6 могут быть определены по формуле

$$Q_{60} = \frac{(g_6 - Q_{20}) l_1}{2}. \quad (2.92)$$

От крутящих моментов t , равномерно распределенных по длине бортового элемента, поперечные силы

$$Q_{60} = \frac{Q_{20} l_1}{2}. \quad (2.93)$$

Конструктивный расчет бортовых элементов на действие поперечных сил производится по формулам СП 63.13330.2018.

2.3.7. Расчет диафрагм

Расчет диафрагм оболочек производится методами строительной механики на действие сдвигающих сил S_y и поперечных сил Q_{10} , которые прикладываются к их верхним граням (рис. 2.11, а).

Если диафрагмы выполнены в виде ферм, то усилия в их элементах определяются с использованием различных методов строительной механики (метод вырезания

узлов, построение диаграммы Максвелла - Кремоны) от сдвигающих сил S_y и поперечных сил Q_{10} , приведенных к верхним узлам ферм.

Для диафрагм в виде двухшарнирных арок с затяжками (рис. 2.11, б), являющихся статически неопределимыми, расчет начинается с определения усилий в затяжке H из уравнения метода сил:

$$(\delta_{11}^a + \delta_{11}^3)H + \Delta_{1P} = 0, \quad (2.94)$$

где δ_{11}^a - взаимное сближение концов арки от $H=1$ (определяется с учетом влияния изгибающих моментов и продольных сил); δ_{11}^3 - взаимное сближение разрезанных концов затяжки (рис. 2.11, б) от деформаций растяжения; Δ_{1P} - сближение концов арки от сдвигающих усилий S_y и поперечных сил Q_{10} .

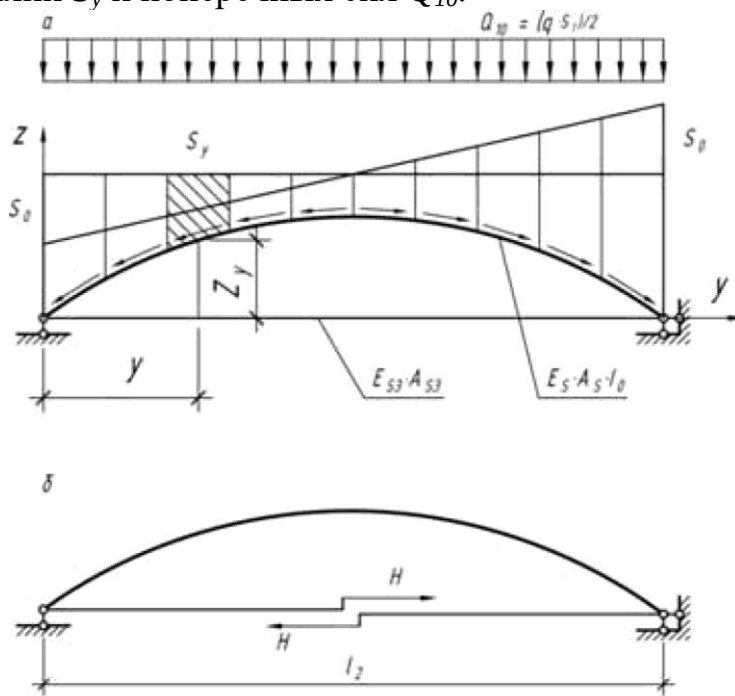


Рис. 2.11 К расчету поперечной диафрагмы:

а - расчетная схема диафрагмы; б - основная система арочной диафрагмы

После определения распора H вычисляются усилия M , N и Q в сечениях арки и затем производится конструктивный расчет арки на внецентренное сжатие (у опор арки) и на внецентренное растяжение (в средней части пролета).

По усилию H производится расчет затяжки как центрально растянутого элемента.

Для расчета диафрагм, выполненных в виде двухшарнирных арок с затяжками, на действие сдвигающих усилий

$S_y = \frac{2S_0}{l_1} \cdot y$ получены формулы в предположении, что ось диафрагмы имеет форму параболы $z = f - ay^2$, где $a = 4f / l_2^2$; y - расстояние от середины арки до рассматриваемого сечения, а геометрические характеристики арки: момент инерции $I_y = I_0 / \cos\varphi$ и площадь сечения $A_y = A_0 / \cos\varphi$. Здесь I_0 , A_0 - момент инерции и площадь поперечного

сечения дуги арки в ее замке.

Усилие в затяжке определяется по формуле

$$H = \frac{S_0 l_2}{4} k, \quad (2.95)$$

где коэффициент k для арки прямоугольного сечения с шириной b и высотой h будет равен:

$$k = \frac{5,44 - 3,36 \frac{h}{f}}{6,72 + 1,05 \frac{h^2}{f^2} (1 + m)}, \quad (2.96)$$

где $m = \frac{E_b A_{arc}}{E_{s3} A_{s3}}$; E_b , A_{arc} – модуль упругости и площадь поперечного сечения арки; E_{s3} ,

A_{s3} – модуль упругости и площадь поперечного сечения затяжки. Для предварительно напряженной железобетонной затяжки принимается $E_{s3} = E_b$ и $A_{s3} = A_{b3} + \alpha A_{s3}$, где E_b , A_b – модуль упругости и площадь поперечного сечения бетона затяжки, $\alpha = E_s / E_b$; E_s , A_s – модуль упругости и площадь поперечного сечения арматуры затяжки.

Моменты и продольные усилия в сечениях арки могут быть определены по формулам:

$$M_y = \frac{S_0 f}{24 l_2^3} \left[\left(5 + 3 \frac{h}{f} \right) l_2^4 - 24 l_2^2 \left(1 + 0,5 \frac{h}{f} \right) y^2 + 16 y^4 \right] - H f \left(1 - \frac{4 y^2}{l_2^2} \right); \quad (2.97)$$

$$N_y = \left[\frac{S_0}{12 l_2^5} (3 l_2^6 - 12 l_2^4 y^2 - 512 f^2 y^4) - H \right] \cos \varphi, \quad (2.98)$$

$$\text{где } \cos \varphi = \frac{l_2^2}{\sqrt{l_2^2 + 64 f^2 y^2}}.$$

2.3.8. Определение прогибов оболочки и бортовых элементов

Перемещение произвольной точки оболочки, нормальное ее поверхности, в сечении $x = l_1/2$ может быть определено как в криволинейной балке на упругом основании (рис. 2.8), загруженной равномерно распределенной нагрузкой q , краевым моментом M_{2c} и поперечной силой Q_{20} , по формулам (2.44):

$$w^* = \frac{1}{E_b I_2} \left(q \frac{S_2^4}{4} \cos \beta_0 - M_{20} \frac{S_2^2}{2} \eta_4 - Q_{20} \frac{S_2^3}{2} \eta_1 \cos \beta_0 \right). \quad (2.99)$$

Вертикальное перемещение края оболочки, равное прогибу бортового элемента:

$$w_6^0 = \frac{\cos^2 \beta_0}{E_b I_2} \left(q \frac{S_2^4}{4} - M_{20} \frac{S_2^2}{2 \cos \beta_0} - Q_{20} \frac{S_2^3}{2} \right). \quad (2.100)$$

Следует отметить, что обычно перемещения оболочек и бортовых элементов много меньше предельных перемещений, указанных в СП 63.13330.2016, и поэтому такой расчет может не производиться.

2.3.9. Расчет оболочек с учетом монтажных нагрузок

Расчет, приведенный выше, относится к монолитным оболочкам или замоноличенным сборным оболочкам, нагрузка на которые передается после замоноличивания.

Элементы сборных оболочек должны быть рассчитаны не только на действие усилий, возникающих при эксплуатации замоноличенной оболочки, но и на действие усилий, возникающих при изготовлении, перевозке и монтаже.

Бортовые элементы оболочек при перевозке и монтаже работают как балки (фермы или арки) на двух или более (при применении промежуточных монтажных стоек) опорах.

Криволинейные панели при перевозке и монтаже работают как короткие оболочки с упругим контуром. Приближенно они могут рассчитываться как элементы таврового сечения.

При монтаже оболочек с применением временных стоек под бортовыми элементами и временных затяжек, усиливающих криволинейные элементы, можно отметить два этапа.

1 этап. Оболочка смонтирована и работает без усилий в стыковых соединениях между отдельными элементами. Усилия и перемещения в элементах оболочки $U_{\text{бт}}$ могут быть определены точными или приближенными методами без учета их совместной работы.

После замоноличивания стыков между сборными элементами оболочки и затвердения бетона напряженно-деформированное состояние этих элементов не изменяется, но оболочка приобретает способность воспринимать последующие нагрузки как пространственная система.

2 этап. Снимаются временные затяжки и убираются стойки из-под бортовых элементов. В оболочке появляются дополнительные усилия и перемещения $N_{2\text{эт}}$.

Снятие временных опор эквивалентно прикладыванию к оболочке сил, равных по величине опорным реакциям снятых опор, но направленных в противоположную сторону.

Усилия (перемещения) в любой точке оболочки после снятия временных опор (стоек, затяжек и т. п.) могут быть определены по формуле

$$N_{\text{монт}} + N_{1\text{эт}} + N_{2\text{эт}}. \quad (2.101)$$

Если при монтаже оболочки не используются временные опоры, то $N_{2\text{эт}} = 0$.

Для монолитных оболочек усилия и перемещения на первом этапе равны нулю,

т. к. свежеуложенный бетон не может воспринимать нагрузок, а деформации опалубки стабилизируются еще до схватывания бетона. Между оболочкой и опалубкой возникают распределенные по поверхности реакции, равные весу бетона на каждом участке. При снятии опалубки к оболочке прикладывается нагрузка, равная и противоположно направленная распределенным по поверхности опорным реакциям, т. е. оболочка загружается собственным весом, который распределен по всей ее поверхности.

Как показали исследования, учет монтажных нагрузок дает величины усилий и перемещений, значительно отличающиеся от тех, которые возникли бы в замоноличенной оболочке от собственного веса, равномерно распределенного по поверхности. От нагрузок, действующих после замоноличивания (утеплитель, кровля, снег и др.), усилия в оболочке определяются как в пространственной системе по формулам, приведенным в предыдущих параграфах.

Усилия, действующие в элементах оболочки в стадии эксплуатации, определяются суммированием усилий от монтажных нагрузок и усилий от последующих нагрузок.

3. ПРИМЕР РАСЧЕТА ТОРОИДАЛЬНОЙ ОБОЛОЧКИ ДВОЯКОЙ ПОЛОЖИТЕЛЬНОЙ КРИВИЗНЫ НА ПРЯМОУГОЛЬНОМ ПЛАНЕ

3.1. Методические указания и исходные данные для расчета

Расчет оболочки производится на основе инженерной методики, обеспечивающей достаточную для практики точность.

Рассчитываемая оболочка размером в плане 18х30 м имеет поверхность, описанную по наружной части тора, которая собирается без поддерживающих лесов из унифицированных криволинейных панелей 3х6 м. Контурные элементы (диафрагмы жесткости) длиной 30 м приняты в виде безраскосных ферм, длиной 18 м в виде двухшарнирных арок.

Конструкция элементов оболочки, их размеры и армирование будут подбираться и уточняться в процессе расчета и конструирования по формулам гл. 2 пособия.

Место строительства - г. Томск (IV снеговой район).

Криволинейные панели оболочки изготавливаются из бетона класса В25 ($R_b=14,5$ МПа; $E_b=30000$ МПа), бетон

замоноличивания угловых зон класса В25. Продольная арматура ребер, а также армирование угловых зон выполняется из арматуры класса А400 ($R_s = 350$ МПа; $E_s=200000$ МПа).

Нижние пояса диафрагм армируются канатами К1500 ($R_s=1300$ МПа; $E_s=195000$ МПа). Поперечная и конструктивная арматура класса В500 и А240 в зависимости от условий сварки.

3.2. Определение основных геометрических параметров оболочки

Оболочка 18х30 м входит в состав неразрезного в направлении шага колонн 18м покрытия (рис. 3.1).

Геометрические характеристики оболочки определены по формулам подраздела 2.1 пособия.

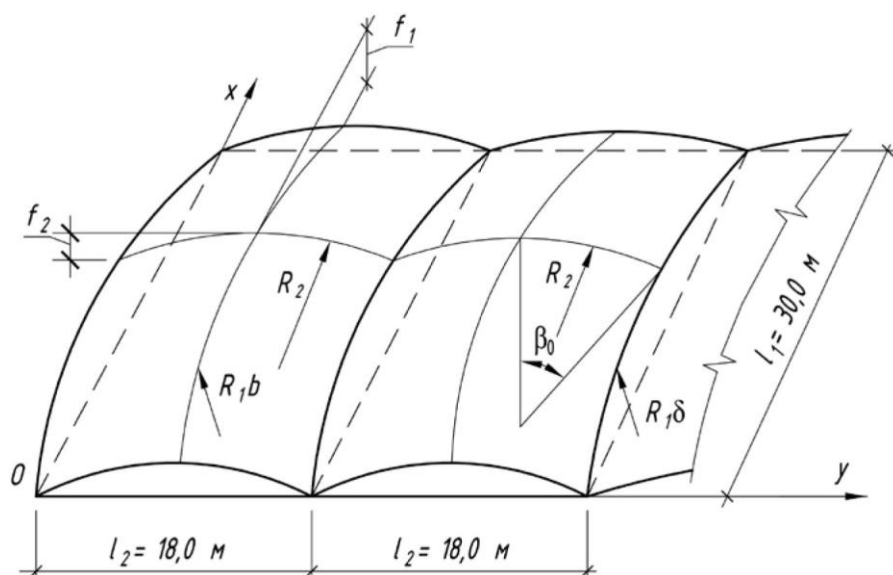


Рис. 3.1. Общий вид перекрытия из оболочек двойкой положительной кривизны с размерами в плане 18х30 м

Стрелу подъема оболочки в поперечном направлении принимаем

$$f_2 = \frac{1}{10} l_2 = \frac{18}{10} = 1,8 \text{ м.}$$

Радиус кривизны оболочки в поперечном направлении

$$R_2 = \frac{l_2^2}{8f_2} + \frac{f_2}{2} = \frac{18^2}{8 \cdot 1,8} + \frac{1,8}{2} = 23,4 \text{ м;}$$

$$\sin \beta_0 = \frac{l_2}{2R_2} = \frac{18}{2 \cdot 23,4} = 0,384, \quad \beta_0 = 0,393, \quad \beta_0 = 22^\circ 30';$$

$$\cos \beta_0 = 0,923.$$

Угол, соответствующий половине панели:

$$\beta_{0n} = \frac{\beta_0}{3} = \frac{0,393}{3} = 0,131.$$

Номинальная длина панели

$$b_n = 2\beta_{0n} R_2 = 2 \cdot 0,131 \cdot 23,4 = 6,13 \text{ м.}$$

Поперечное сечение оболочки в середине пролета при $x = l_1$ показано на рис.

3.2.

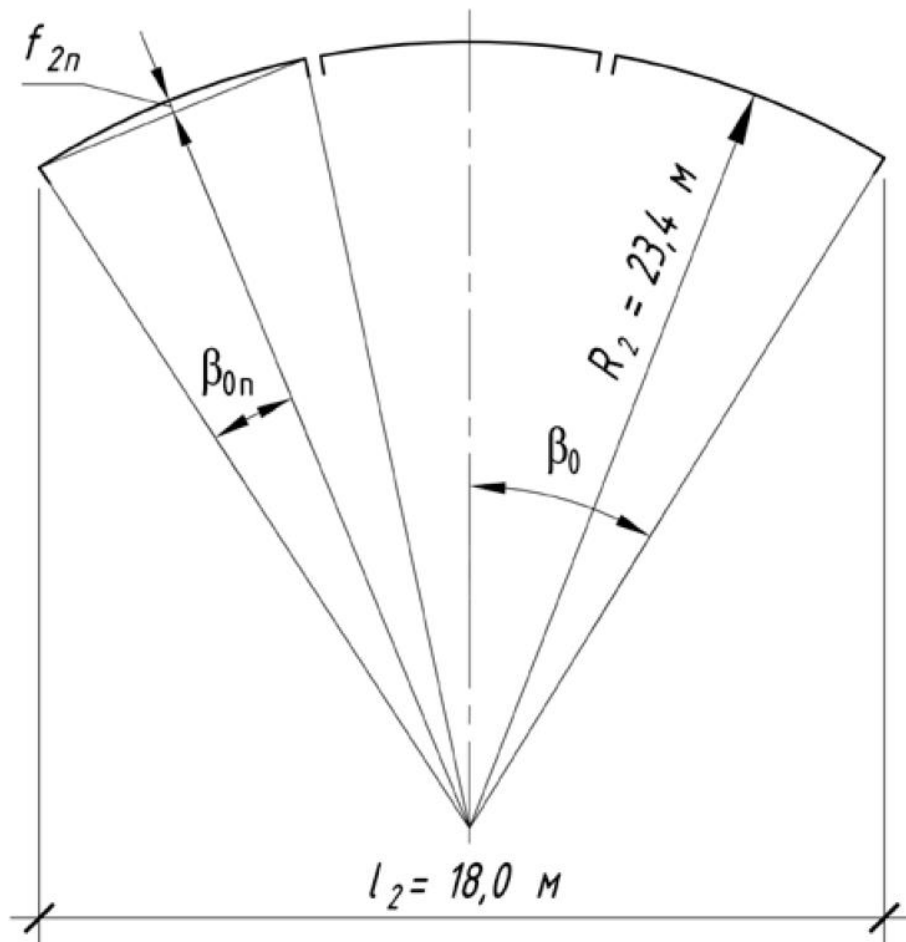


Рис. 3.2 Поперечное сечение оболочки в ее вершине

Стрела подъема панели в поперечном направлении

$$f_{2п} \approx \frac{l_{п}^2}{8R_2} = \frac{6,13^2}{8 \cdot 23,4} = 0,2001 \text{ м.}$$

Сечение оболочки в продольном направлении изображено на рис. 3.3.

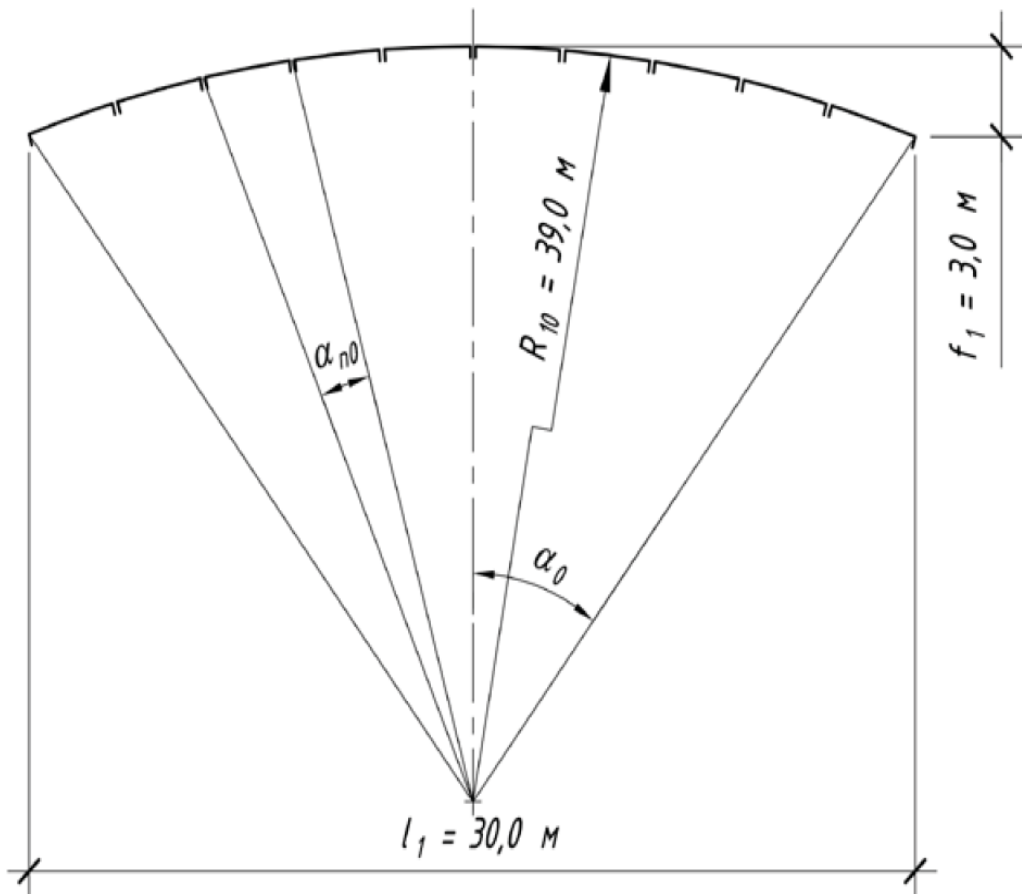


Рис. 3.3. Продольное сечение оболочки в ее вершине

Стрелу подъема оболочки в продольном направлении принимаем

$$f_1 = \frac{1}{10} l_1 = \frac{30}{10} = 3,0 \text{ м.}$$

Радиус кривизны оболочки в продольном направлении в ее вершине

$$R_{1в} = \frac{l_1^2}{8f_1} + \frac{f_1}{2} = \frac{30^2}{8 \cdot 3,0} + \frac{3,0}{2} = 39,0 \text{ м.}$$

Радиус кривизны верхней грани диафрагмы пролетом 30,0 м

$$R_d = R_{1в} - f_2 = 39 - 1,8 = 37,2 \text{ м.}$$

Радиус кривизны оболочки на стыке ее с диафрагмой

$$R_{1д} = \frac{R_d}{\cos \beta_0} = \frac{37,2}{0,923} = 39,0 \text{ м.}$$

Средний радиус кривизны оболочки в продольном направлении

$$R_1 = \frac{R_{1д} + R_{1в}}{2} = \frac{36,0 + 39,0}{2} = 37,5 \text{ м;}$$

$$\sin \alpha_0 = \frac{l_1}{2R_{1в}} = \frac{30}{2 \cdot 39,0} = 0,384;$$

$$\alpha_0 = 0,393, \quad \alpha_0 = 22^\circ 30'.$$

Угол, соответствующий ширине 1 панели

$$\alpha_{п0} = \frac{2\alpha_0}{n} = \frac{2 \cdot 0,393}{10} = 0,0786 ,$$

где $n = 10$ - число панелей в продольном направлении (рис. 3.3). Номинальная ширина панелей в вершине оболочки

Номинальная ширина панелей на стыке их с бортовыми элементами

$$b_{п0} = \alpha_{п0} R_{1в} = 0,0786 \cdot 39,0 = 3,06 \text{ м.}$$

Номинальная ширина панелей на стыках верхних и нижних панелей

$$b_{п2} = \alpha_{п0} R_d = 0,0786 \cdot 37,2 = 2,92 \text{ м.}$$

Стрела подъема диафрагмы пролетом 18,0 м

$$f_{2д} = \frac{f_2}{\cos \alpha_0} = \frac{1,8}{0,923} = 1,95 \text{ м.}$$

3.3. Конструкция сборных элементов оболочки

Покрытия из оболочек двойкой кривизны (рис. 3.4) собираются их 4-х типов криволинейных панелей (П-1, П-2, П-3, П-4т или П-4н), торцевых диафрагм Д-3 пролетом 18,0 м, выполненных в виде двухшарнирных арок с предварительно напряженными затяжками, и диафрагм Д-1, Д-2 пролетом 30,0 м, выполненных в виде предварительно напряженных ферм.

Криволинейная панель П-1 (рис. 3.4, а) имеет скорлупу толщиной 30 мм, окаймленную по контуру ребрами высотой 250 мм. Для образования отверстий в покрытии и повышения устойчивости панели имеются промежуточные ребра высотой 150 мм.

Конструктивная ширина панели П-1 принята постоянной:

$$b_{п} = 3,06 - 0,02 - \frac{2 \cdot 0,15}{2} = 3,01 \text{ м,}$$

где 0,02 м - зазор между панелями; 0,15 м - расстояние от наружного края оболочки до панели (ширина шва замоноличивания на диафрагме Д-3).

В стадии транспортировки криволинейная панель П-1 может быть рассчитана как плоская панель.

Приведенная толщина панели $\delta = 0,046$ м, объёмная масса тяжелого бетона $\rho = 25$ кН/м³. Вес 1 м² панели $\delta \cdot \rho = 0,046 \cdot 25 = 1,15$ кН/м².

Нормативная нагрузка на единицу длины панели от собственного веса

$$g_n = 1,15 \cdot 3,01 = 3,46 \text{ кН/м.}$$

Изгибающий момент в середине панели, определенный как в балке пролетом 6,1 м с учетом коэффициента динамичности $\gamma_{din} = 1,4$:

$$M = \frac{\gamma_{din} \cdot g_n \cdot l^2}{8} = \frac{1,4 \cdot 3,46 \cdot 6,1^2}{8} = 24,14 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

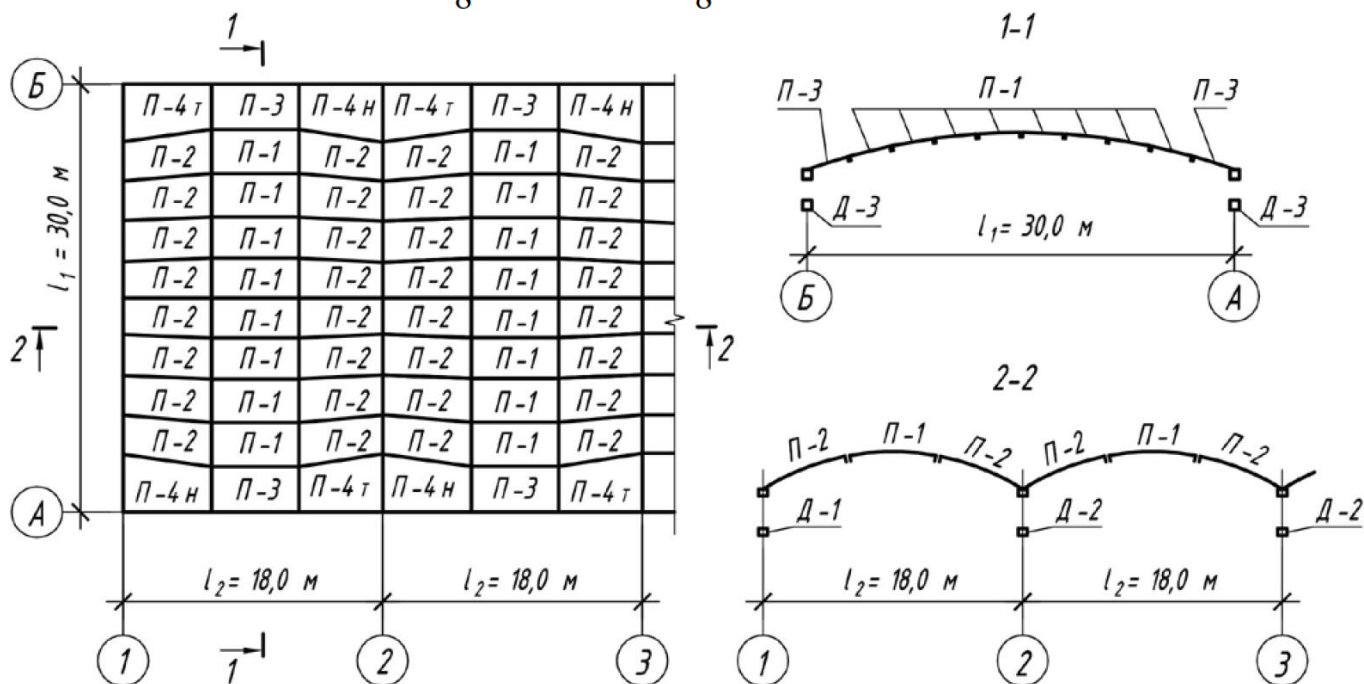


Рис. 3.4 Схема расположения криволинейных панелей оболочки

Для восприятия этого момента в криволинейных ребрах панели необходима арматура, площадь поперечного сечения которой

$$A_s \approx \frac{M}{2R_s \left(h_0 - \frac{\delta}{2} \right)} = \frac{24,14 \cdot 10^6}{2 \cdot 350 \left(210 - \frac{30}{2} \right)} = 181,4 \text{ мм}^2.$$

Принимаем стержень Ø16 А400 ($A_s = 201 \text{ мм}^2$) (рис. 3.5).

Поперечная арматура из условий сварки должна иметь диаметр 4 мм и шаг $s < h_0/2 = 220/2 = 110 \text{ мм}$. Верхний стержень каркаса принимаем из арматуры Ø8 А240.

Сетка С-1, которой армируется криволинейная полка плиты, определяется из условия минимального процента армирования:

$$A_s = 0,002 \cdot 1000 \cdot \delta = 0,002 \cdot 1000 \cdot 30 = 60 \text{ мм}^2/\text{м.}$$

Принимаем сетку $\frac{4 \text{ B500} - 200}{4 \text{ B500} - 200}$ с площадью поперечного сечения стержней

на 1 м ширины плиты $A_s = 62,8 \text{ мм}^2/\text{м}$.

Панели П-2 по конструкции почти не отличаются от панелей П-1, но имеют переменную ширину от 3,01 м сверху до 2,73 м снизу (рис. 3.5). Панели П-4, наоборот, имеют большую ширину снизу.

Панели П-2, П-4т, П-4н имеют выпуски арматуры по краю, который опирается на диафрагмы Д-1и Д-2.

Схемы диафрагм Д-2 и Д-3 представлены на рис. 3.6, 3.7. Масса диафрагм Д-2 - 11,9 т, диафрагм Д-3 - 6,3 т.

При монтаже покрытия из оболочки 18х30 м вначале на колонны устанавливаются диафрагмы Д-1, Д-2 пролетом 30 м и диафрагмы Д-3 пролетом 18 м. Затем на них устанавливаются блоки, состоящие из трех соединенных между собой плит П-1, П-2 (рис. 3.8). Блоки по углам привариваются к диафрагмам.

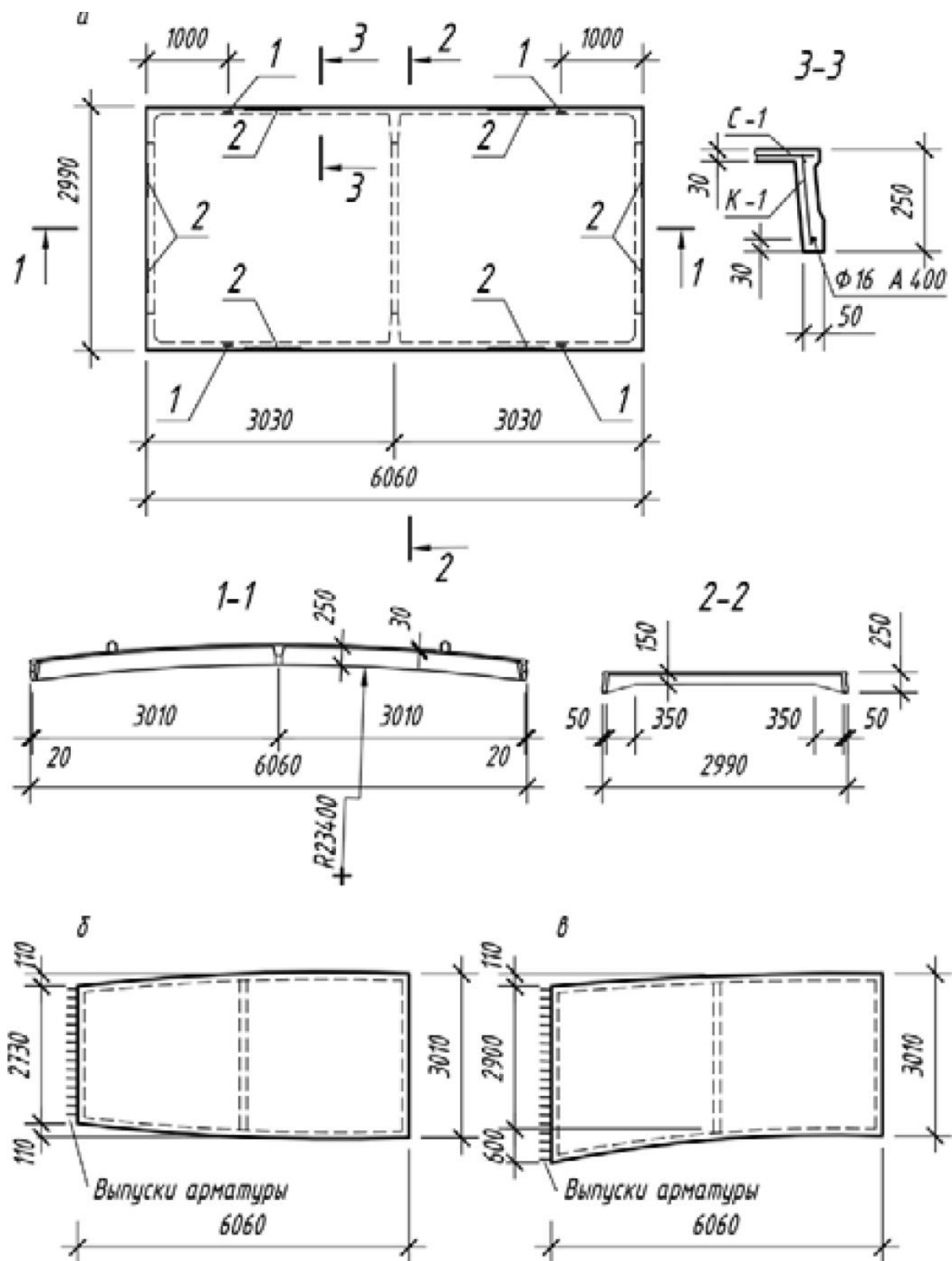


Рис. 3.5. Конструкции сборных панелей оболочки: *a* - средние панели; *б, в* - панели, примыкающие к диафрагмам

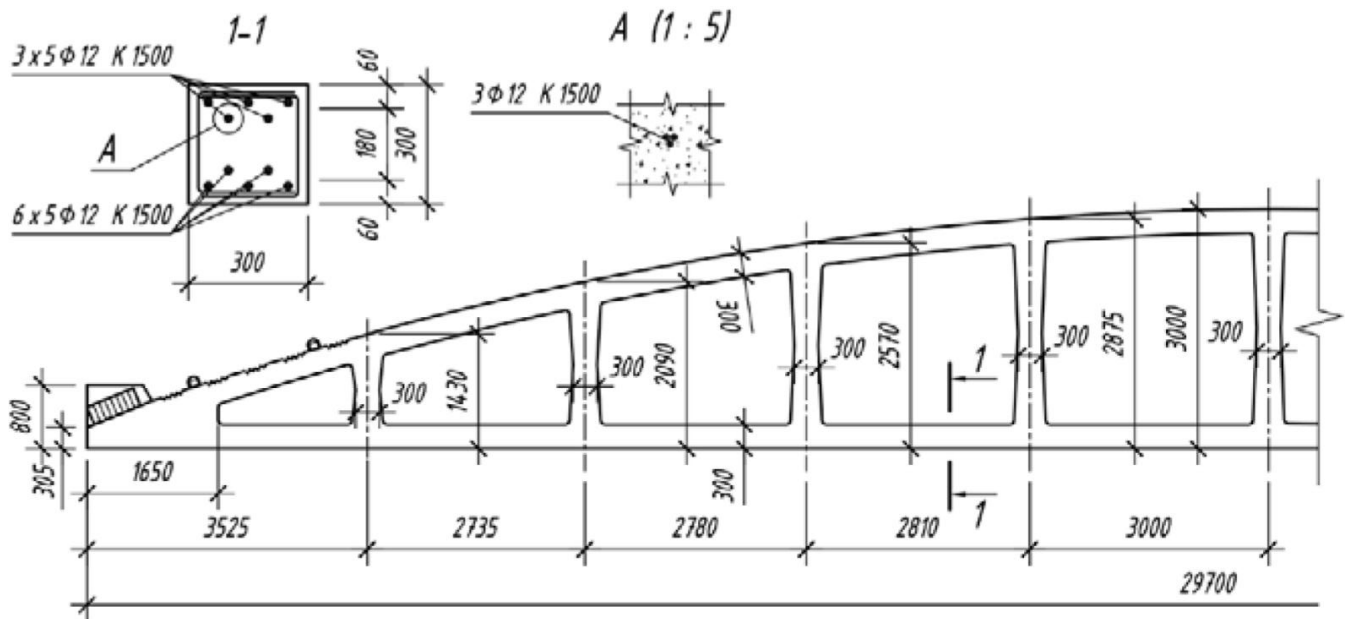


Рис. 3.6 Продольная диафрагма – безраскосная ферма

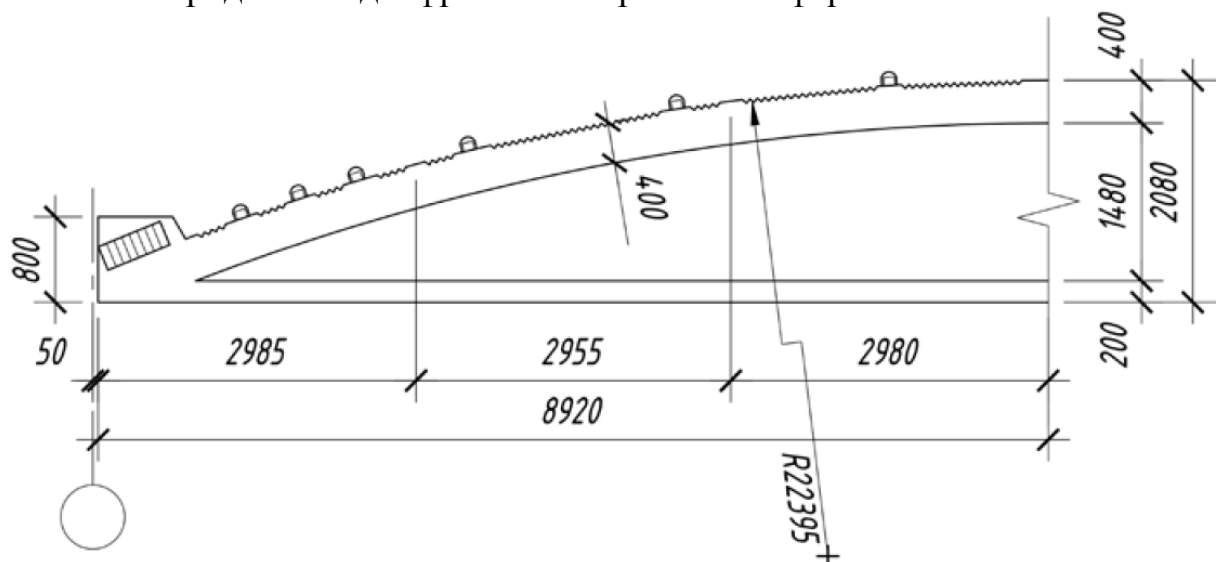


Рис. 3.7 Поперечная диафрагма – двухшарнирная арка

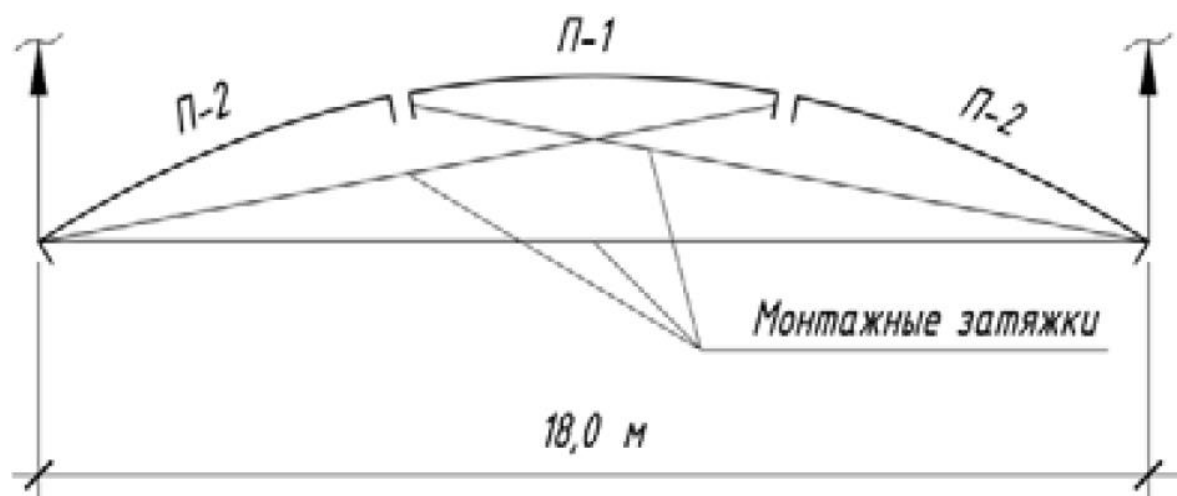


Рис. 3.8 Блок из трех соединенных между собой плит оболочки

3.4. Расчет угловых зон оболочки

После установки всех плит в проектное положение в угловых зонах оболочек устанавливается поверх плит дополнительная арматура (косая), воспринимающая главные растягивающие усилия в оболочке. Косая арматура приваривается к стержням, выпущенным из верхних поясов диафрагм, и затем обетонируется слоем бетона класса В25 толщиной 40 мм.

Затем заполняются бетоном стыки между элементами оболочек. Нагрузки, равномерно распределенные на 1 м² поверхности от веса конструкции покрытия, приведены в таблице.

Постоянные нагрузки на 1 м² покрытия

Элемент покрытия	Нормативная нагрузка, кН/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная нагрузка, кН/м ²
Кровля: слой гравия, втопленный в битум	0,16	1,3	0,208
Два слоя «Техноэласт»	0,12	1,3	0,156
Асфальтовая стяжка $\delta=20$ мм, $\rho=18$ кН/м ³	0,36	1,3	0,468
Минераловатные плиты ($\delta=50$ мм, $\rho=3,2$ кН/м ³)	0,16	1,3	0,208
Обмазочная пароизоляция	0,05	1,3	0,065
Собственный вес оболочки с учетом замоноличивания швов	1,15	1,1	1,265
Итого		2,37	

Расчетная постоянная нагрузка на 1 м оболочки при шаге 18 м будет равна: $G=2,37 \cdot 18,0=42,66$ кН/м.

Снеговая нагрузка принимается равномерно распределенной во всех пролетах здания.

Нормативное значение снеговой нагрузки на 1 м² покрытия определяем по [СП 20.13330.2016, формула (10.1)]:

$$S_o = 0,7c_e \cdot c_t \cdot \mu_s \cdot s_g = 0,7 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 2,37 = 1,68 \text{ кН/м}^2.$$

Расчетная снеговая нагрузка на 1 м² покрытия

$$S_s = S_o \cdot \gamma_f = 1,68 \cdot 1,4 = 2,352 \text{ кН/м}^2.$$

Расчетная снеговая нагрузка на единицу длины

$$P_s = S_o \cdot \gamma_f \cdot l_2 = 1,68 \cdot 1,4 \cdot 18 = 42,34 \text{ кН/м}.$$

Главные растягивающие усилия по свободным краям оболочки равны сдвигающим усилиям. Сдвигающие усилия около углов оболочки, определенные в предположении линейного их распределения вдоль краев оболочки, определяются по формуле (2.43):

$$S_0 = \frac{ql_1l_2 - 2Q_{10}l_2 - 2Q_{20}l_1}{2(f_1 + f_2)},$$

где Q_{10} - поперечные силы, возникающие вдоль торцевых диафрагм Д-3 и определенные в предположении работы оболочки как системы балок на упругом основании (влиянием продольных ребер пренебрегаем).

$$Q_{10} = \frac{qS_1}{2} = \frac{(g + v) \cdot 0,76\sqrt{R_2\delta}}{2} =$$

$$= \frac{(2,37 + 2,352) \cdot 0,76\sqrt{23,4 \cdot 0,03}}{2} = 1,504 \text{ кН/м;}$$

$$S_1 = 0,76\sqrt{R_2\delta} = 0,76\sqrt{23,4 \cdot 0,03} = 0,637 \text{ м.}$$

Поперечные силы, возникающие вдоль диафрагм Д-2:

$$Q_{20} = \frac{qS_2}{2} = \frac{q}{2} \sqrt[4]{\frac{4I_2 R_1^2}{\delta}},$$

где $I_2 = I_T/d$ - момент инерции 1 м оболочки, определенной с учетом наличия поперечных ребер панелей (рис. 3.9); I_T - момент инерции тавра.

Для вычисления момента инерции I_2 определим геометрические характеристики расчетного таврового сечения (рис. 3.9).

Площадь поперечного сечения тавра

$$A_T = \delta d + b_p (h_p - \delta) = 0,03 \cdot 2,92 + 0,16(0,25 - 0,03) = 0,1228 \text{ м}^2.$$

Статический момент сечения относительно нижней грани ребра

$$S_T = \delta d \left(h_p - \frac{\delta}{2} \right) + b_p \frac{(h_p - \delta)^2}{2} = 0,03 \cdot 2,92 \left(0,25 - \frac{0,03}{2} \right) +$$

$$+ 0,16 \frac{(0,25 - 0,03)^2}{2} = 0,0245 \text{ м}^3.$$

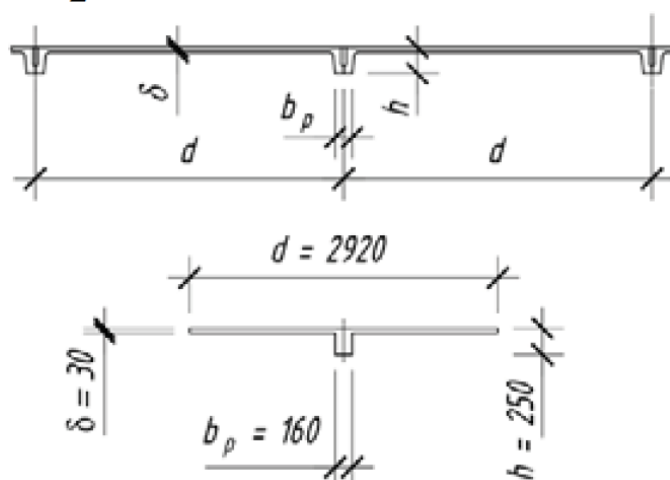


Рис. 3.9 Расчетное сечение оболочки при определении сдвигающих усилий по углам оболочки

Расстояние от центра тяжести сечения до нижней грани

$$y_0 = \frac{S_T}{A_T} = \frac{0,0245}{0,1228} = 0,2 \text{ м.}$$

Момент инерции сечения относительно центра тяжести

$$I_T = \frac{d\delta^3}{12} + d\delta\left(h_p - y_0 - \frac{\delta}{2}\right)^2 + b_p \frac{(h_p - \delta)^3}{12} + b_p(h_p - \delta)\left(y_0 - \frac{h_p - \delta}{2}\right)^2 = 0,000541 \text{ м}^4;$$

$$I_2 = \frac{I_T}{d} = \frac{0,000541}{2,92} = 0,0001853 \text{ м}^4.$$

Линейная характеристика

$$S_2 = \sqrt[4]{\frac{4I_2 R_1^2}{\delta}} = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot 0,0001853 \cdot 37,5^2}{0,03}} = 2,43 \text{ м.}$$

Поперечная сила

$$Q_{20} = \frac{qS_2}{2} = \frac{4,722 \cdot 2,43}{2} = 5,74 \text{ кН/м.}$$

Сдвигающее усилие по углам оболочки

$$S_0 = \frac{ql_1 l_2 - 2Q_{10} l_2 - 2Q_{20} l_1}{2(f_1 + f_2)} = \frac{4,722 \cdot 18 \cdot 30 - 2 \cdot 1,504 \cdot 18 - 2 \cdot 5,74 \cdot 30}{2(3,0 + 1,8)} = 224,1 \text{ кН/м.}$$

Суммарная площадь поперечного сечения косой арматуры, расположенной около одного угла оболочки:

$$\sum A_{sk} = \frac{S_0 l_2}{4R_s} = \frac{224,1 \cdot 18000}{4 \cdot 350} = 2882 \text{ мм}^2.$$

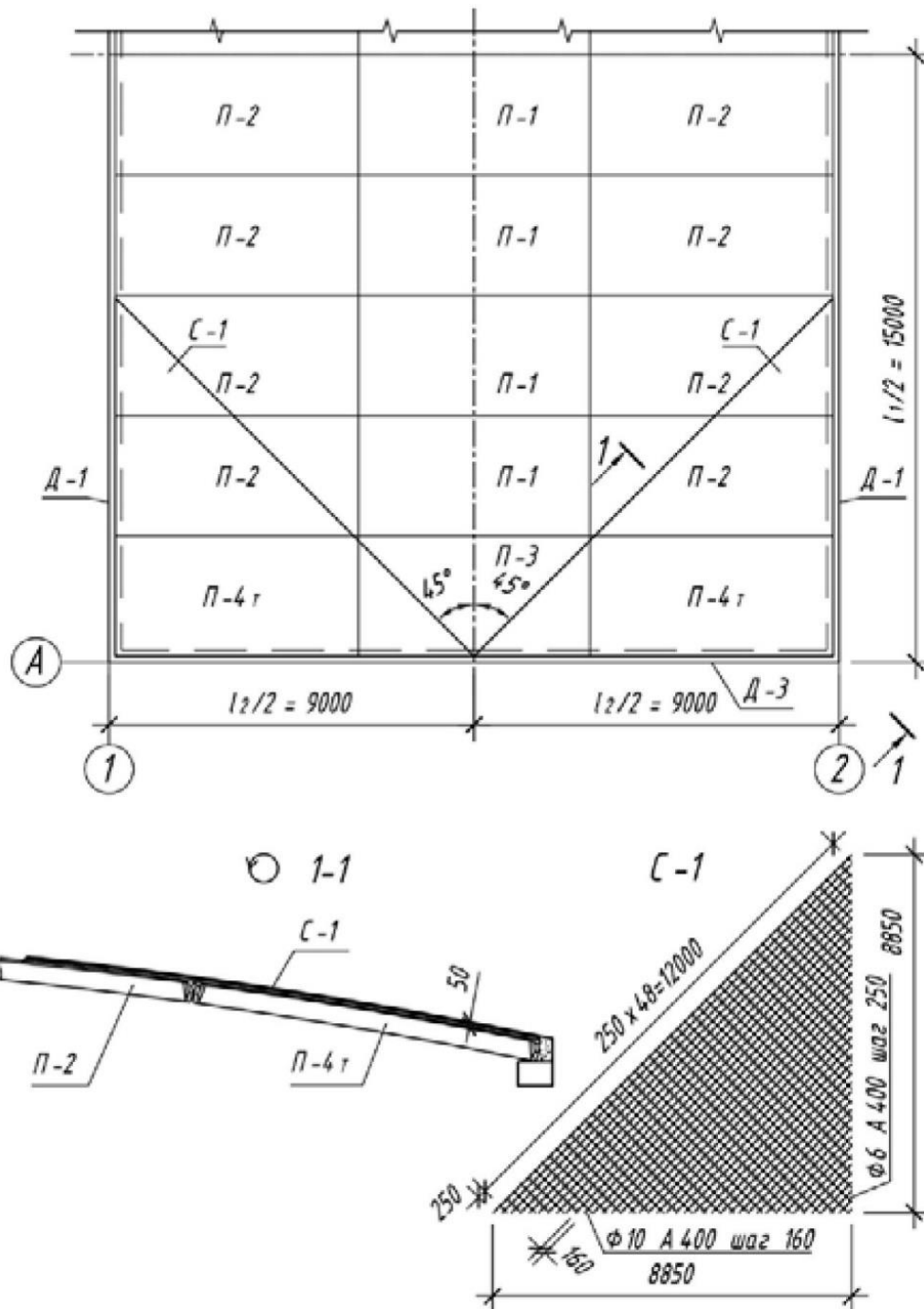
В каждой угловой зоне устанавливаем 38 стержней Ø10 А400 ($A_s = 2983 \text{ мм}^2$) с шагом 160 мм (рис. 3.10). Конструктивная арматура сетки С-1 принята Ø6 А400 с шагом 250 мм.

Рис. 3.10. Схема армирования угловых зон оболочки

3.5. Расчет оболочки на действие изгибающих моментов

Поперечные изгибающие моменты M_2 , возникающие в оболочке около крайних диафрагм Д-1, могут быть определены как в бесконечно длинных балках на упругом основании, опирающихся по краю на опору.

Максимальный изгибающий момент



$$M_{2\max} = \frac{qS_2^2}{6} = \frac{4,722 \cdot 2,43^2}{6} = 4,65 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

возникает в сечении $y = 0,785S_2 = 0,785 \cdot 2,43 = 1,92 \text{ м}$.

На панель шириной $d = 2,92 \text{ м}$ действует момент

$$M = M_{2\max} \cdot d = 4,65 \cdot 2,92 = 13,578 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Этот момент меньше момента $M_n = 24,14 \text{ кН} \cdot \text{м}$, возникающего в панели при ее перевозке. Следовательно, дополнительного армирования криволинейных ребер не требуется.

Около торцовых диафрагм на расстоянии $x = 0,785S_1 = 0,785 \cdot 0,637 = 0,496 \text{ м}$ действуют продольные изгибающие моменты

$$M_{1\max} = \frac{qS_1^2}{6} = \frac{4,722 \cdot 0,637^2}{6} = 0,3193 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Полка оболочки толщиной 0,03 м с расположенной в ней посередине сеткой 4 В500 – 200

4 В500 – 200 ($A_s=62,8\text{мм}^2/\text{м}$) может воспринять изгибающий момент

$$M_1 = R_s A_s \left(\frac{\delta}{2} - \frac{R_s A_s}{2 \cdot R_b b} \right) = 415 \cdot 62,8 \left(\frac{30}{2} - \frac{415 \cdot 62,8}{2 \cdot 14,5 \cdot 1000} \right) = 0,368 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Так как $M_1 = 0,368 \text{ кН} \cdot \text{м} > M_{1,\max} = 0,3193 \text{ кН} \cdot \text{м}$, толщину панели П-3 (см. рис. 3.9) оставляем 30 мм. Если $M_{1,\max} > M_1$, то необходимо увеличить толщину плиты слоем монолитного бетона.

3.6. Определение площади поперечного сечения арматуры нижних поясов диафрагм Д-3

Определение площади этой арматуры будем производить в предположении работы оболочки в продольном направлении как балки фигурного профиля (рис. 3.11). Вес диафрагмы Д-3 - 119 кН.

Собственный вес 1 м длины диафрагмы Д-2 с учетом бетона замоноличивания

$$g_d^n = \frac{119 + 30 \cdot 0,15 \cdot 0,2 \cdot 25}{30} = 4,72 \text{ кН/м}.$$

Расчетная нагрузка на 1 м диафрагмы от собственного веса

$$g_d = g_d^n \gamma_f = 4,72 \cdot 1,1 = 5,18 \text{ кН/м}.$$

С оболочки на диафрагму будет передаваться нагрузка $q_0 = 4,72 \cdot 18 = 85 \text{ кН/м}$. Итого, диафрагма будет воспринимать равномерно распределенную нагрузку $q = g_d + q_0 = 90,18 \text{ кН/м}$.

При расчете из покрытия условно выделяем V-образную балку пролетом 30 м, состоящую из диафрагмы Д-2 и двух полуволен оболочек общей шириной 18 м.

В среднем сечении этой фигурной балки действует изгибающий момент

$$M = \frac{ql_1^2}{8} = \frac{90,18 \cdot 30^2}{8} = 10145 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Полезная высота фигурной балки в середине пролета

$$h_0 = f_1 + f_2 + h_{\text{рп}} - \frac{h_{\text{нп}}}{2} = 3,0 + 1,8 + 0,2 - \frac{0,3}{2} = 4,85 \text{ м},$$

где $h_{\text{рп}} = 0,2 \text{ м}$ - высота ребра плиты П-2, опирающегося на диафрагму Д-3; $h_{\text{нп}} = 0,3 \text{ м}$ - высота нижнего пояса диафрагмы Д-2.

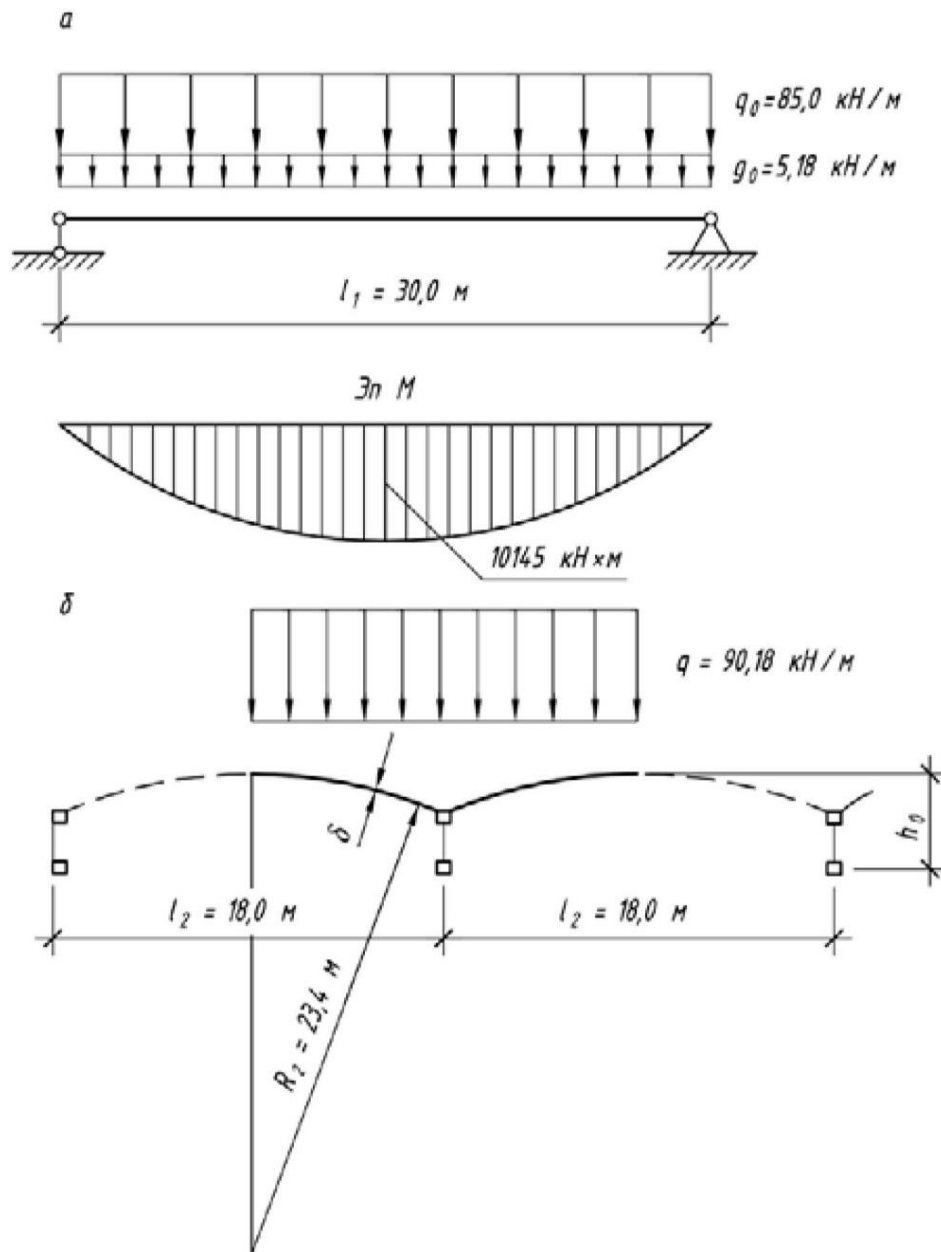


Рис. 3.11. Расчетная схема (а) и расчетное сечение (б) продольной диафрагмы

Плечо внутренней пары сил фигурной балки в предельном состоянии

$$z = h_0 - \frac{A}{\left(h_0 - \frac{A}{h_0^2}\right)^2} = 4850 - \frac{0,9685 \cdot 10^9}{\left(4850 - \frac{0,9685 \cdot 10^9}{4850^2}\right)^2} = 4808 \text{ мм},$$

$$\text{где } A = \frac{M^2}{24\delta^2 R_2 R_b^2} = \frac{(10145 \cdot 10^6)^2}{24 \cdot 30^2 \cdot 23,4 \cdot 10^3 \cdot 14,5^2} = 0,9685 \cdot 10^9.$$

Усилие в нижнем поясе диафрагмы

$$N = \frac{M}{z} = \frac{10145}{4808} = 2110 \text{ кН.}$$

Площадь поперечного сечения арматуры нижнего пояса, выполненной из канатов К1500 d = 12 ($R_s = 1300$ МПа, площадь одного каната $A_{s1} = 90,6 \text{ мм}^2$):

$$A_s = \frac{N}{R_s} = \frac{2110 \cdot 10^3}{1300} = 1624 \text{ мм}^2.$$

Число канатов $n = \frac{A_s}{A_{s1}} = \frac{1624}{90,6} = 17,91 \text{ шт.}$

Принимаем 24 каната (на 30 % больше расчетного количества) для обеспечения трещиностойкости нижнего пояса.

3.7. Расчет торцевых диафрагм

Торцевые диафрагмы Д-3, выполненные в виде железобетонных двухшарнирных арок, рассчитываются на действие сдвигающих усилий S и поперечных усилий Q_{10} .

От действий сдвигающих усилий, распределенных по длине диафрагмы по линейному закону, усилие в затяжке (распор)

$$H = \frac{S_0 l_2}{4} K,$$

$$\text{где } K = \frac{5,44 - 3,36 \frac{h}{f_d}}{6,72 + 1,05 \frac{h^2}{f_d^2} (1 + m)}; m = \frac{E_b A_{\text{арк}}}{E_b A_3} = \frac{E_b \cdot 0,2 \cdot 0,4}{E_b \cdot 0,2 \cdot 0,2} = 2.$$

Здесь $A_{\text{арк}} = 0,2 \cdot 0,4 \text{ м}^2$ - площадь сечения арки с учетом бетона замоноличивания; $A_3 = 0,2 \cdot 0,2 \text{ м}^2$ - площадь сечения затяжки; $\frac{h}{f_d} = \frac{0,4}{1,95} = 0,205$; $K = \frac{5,44 - 3,36 \cdot 0,205}{6,72 + 1,05 \cdot 0,205^2 (1 + 2)} = 0,703$; $H = \frac{224,1 \cdot 18}{4} 0,703 = 708,94 \text{ кН.}$

Площадь поперечного сечения предварительно напряженной арматуры из канатов К1500, расположенной в затяжке:

$$A_{sp} = \frac{H}{R_s} = \frac{708,94 \cdot 10^3}{1300} = 546 \text{ мм}^2.$$

Число канатов Ø12 мм $n = A_{sp} / A_{s1} = 6,02 \text{ шт.}$

Принимаем 8 Ø12 К1500 $A_{sp} = 724,8 \text{ мм}^2$ исходя из конструктивных соображений.

Для расчета арки в ее сечениях нужно определить изгибающие моменты M_y по формуле (2.97), продольные силы N_y - по формуле (2.98) и произвести конструктивный расчет арки как внецентренно сжатого элемента по формулам СП 63.13330.2018.

Заключение

В расчете, приведенном в курсовом проекте, определены основные параметры и армирование оболочки, влияющие на ее надежность.

В курсовом проекте не требуется расчет элементов диафрагм, выполненных в других дисциплинах.

Не учитывалось влияние жесткости контурных элементов, так как принятые в примере контурные конструкции близки к идеализированным (бесконечно жестким в своей плоскости и бесконечно гибким из нее).

Не определены прогибы элементов оболочки, т. к. они бывают обычно на порядок меньше предельных прогибов, приведенных в нормах.

Список литературы

1. *Бартенев, В.С.* Расчет пологих оболочек двоякой кривизны с прямоугольным планом для произвольной нагрузки / В.С. Бартенев // Научные доклады высшей школы. - Строительство. - 1959. - № 2. - С. 43-50.
2. *Бартенев, В.С.* К вопросу о выборе рациональной конструктивной формы железобетонных покрытий-оболочек для промышленного строительства Сибири / В.С. Бартенев // Сб. научн. трудов ТИСИ. - Т. X. - Томск: Изд-во Том. инж.-строит. ин-та, 1968.
3. *Бартенев, В.С.* Железобетонные покрытия-оболочки двоякой кривизны из унифицированных сборных элементов для шага колонн 12 м / В.С. Бартенев, А.М. Болдышев, В.В. Несын // Сб. научн. трудов ТИСИ. - Т. XII. - Томск: Изд-во Том. инж.-строит. ин-та, 1966.
4. *Болдышев, А.М.* Проектирование железобетонных тороидальных оболочек покрытий средней длины. - Томск: Изд-во Том. инж.-строит. ин-та, 1971. - 58 с.
5. *Болдышев, А.М.* Методические указания по расчету сборной железобетонной оболочки двоякой кривизны размером в плане 18х30 м / А.М. Болдышев. - Томск: Изд-во Том. инж.-строит. ин-та, 1976. - 17 с.
6. *Болдышев, А.М.* Проектирование железобетонных пологих оболочек покрытий положительной гауссовой кривизны: метод. указания / А.М. Болдышев. - Томск: Изд-во Томского инж.-строит. ин-та, 1989. - 24 с.
7. *Власов, В.З.* Общая теория оболочек и ее приложения в технике / В.З. Власов. - М.: Гостехиздат, 1949.
8. *Глуховской, К.А.* Технология возведения сборных железобетонных оболочек / К.А. Глуховской. - Л.: Стройиздат, 1974. - 200 с.
9. *Горенштейн, Б.В.* Железобетонные пространственные покрытия. Методы разработки и проектирования цилиндрических оболочек, складок и оболочек положительной кривизны / Б.В. Горенштейн. - Л.: Стройиздат, 1976. - 160 с.
10. *Дыховичный, Ю.А.* Пространственные составные конструкции: учеб. пособие для студ. по спец. «Промышленное и гражданское строительство» / Ю.А. Дыховичный, Э.З. Жуковский. - М.: Высш. шк., 1989. - 288 с.
11. *Железобетонные конструкции.* Спец. курс: учеб. пособие для вузов / В.Н. Байков [и др.]. - 3-е изд., перераб. - М.: Стройиздат, 1979. - 421 с.
12. *Железобетонные конструкции.* Общий курс: учебник для вузов / В.Н. Байков, Э.Е. Сигалов. - 6-е изд., репринтное. - М.: ООО «БАСТЕТ», 2009. - 768 с.
13. *Жуковский, Э.З.* Оболочки двоякой кривизны в гражданском строительстве Москвы / Э.З. Жуковский, В.Ф. Шабля. - М.: Стройиздат, 1980. - 112 с.
14. *Железобетонные конструкции.* Курс лекций: учеб. пособие для вузов / О.Г. Кумпяк [и др.]. - 3-е изд., перераб. - Томск: СТТ, 2013. - 256 с.
15. *Назаров, А.А.* Основы теории и методы расчета пологих оболочек / А.А. Назаров. - Л., М.: Стройиздат, 1966. - 303 с.
16. *Руководство по проектированию железобетонных пространственных конструкций покрытий и перекрытий* / НИИЖБ Госстроя СССР. - М.: Стройиздат, 1979. - 421 с.
17. *Руководство по проектированию сборно-монолитных оболочек положительной кривизны для покрытий промышленных зданий* / Центр. научн. и проект.-

эксперим. ин-т № 1 Госстроя СССР, трест «Оргтехстрой» Минстроя СССР. - М.: Стройиздат, 1979. - 79 с.

18. *СП 63.13330.2018*. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003. - М., 2012. - 161 с.

19. *СП 52-117-2008*. Железобетонные пространственные конструкции покрытий и перекрытий. - М.: ОАО «ЦПП», 2008. - 242 с.

20. *СП 20.13330.2016*. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*. - М.: ОАО «ЦПП», 2011. - 96 с.

21. *Типовые железобетонные конструкции* зданий и сооружений для промышленного строительства / В.М. Спиридонов [и др.]: под общ. ред. Г.И. Бердичевского. - 2-е изд., перераб. и доп. - М.: Стройиздат, 1981. - 488 с.

22. *SCAD OFFICE*. Вычислительный комплекс SCAD / В.С. Карпиловский, Э.З. Криксунов, А.А. Маляренко [и др.]. - М.: Изд-во «СКАД СОФТ», 2009. - 656 с.

23. *SCAD OFFICE*. Реализация СНиП в проектирующих программах / В.С. Карпиловский, Э.З. Криксунов, А.А. Маляренко [и др.]. - М.: Изд-во «СКАД СОФТ», 2010. - 432 с.

**БАЙРАМУКОВ Салис Хамидович,
доктор технических наук, профессор**

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПОЛОЖИХ
ОБОЛОЧЕК ПОКРЫТИЙ ПОЛОЖИТЕЛЬНОЙ ГАУССОВОЙ
КРИВИЗНЫ**

Редактор:
Компьютерная верстка: С. Х. Байрамуков

Сдано в набор 05.09.2023 г.
Подписано к печати 04.09.2023 г.

Бумага офсетная
Формат 60х84 1/16
Печ. л. 0,76. Заказ
Тираж