

**МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ
РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ**

**КАЗАНСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ АРХИТЕКТУРНО-
СТРОИТЕЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ**

Кафедра железобетонных и каменных конструкций

Палагин Н.Г.

**РАСЧЕТ СБОРНОЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ ДЛИННОЙ
ЦИЛИНДРИЧЕСКОЙ ОБОЛОЧКИ**

Учебно-методическое пособие

Казань
2016

УДК 624.012.35

ББК 38.53

П14

Палагин Н.Г.

П14 Расчет сборной железобетонной длинной цилиндрической оболочки: Учебно-методическое пособие / Н.Г. Палагин. - Казань: Изд-во Казанск. гос. архитектур.-строит. ун-та, 2016. – 67 с.

Печатается по решению Редакционно-издательского совета Казанского государственного архитектурно-строительного университета

Учебно-методическое пособие содержит методику, примеры расчета и конструирования элементов сборной железобетонной длинной цилиндрической оболочки: бортовой балки, плит торцевой и второй от торца криволинейных панелей, торцевой диафрагмы. Рассматривается расчет оболочки в поперечном направлении, а также по образованию нормальных трещин в стадии эксплуатации и по деформациям.

Пособие предназначено для практических занятий, курсового и дипломного проектирования для студентов специальности 08.05.01 «Строительство уникальных зданий и сооружений» специализации «Строительство высотных и большепролетных зданий и сооружений» по дисциплине «Спецкурс по проектированию железобетонных конструкций». Оно также может быть использовано при выполнении магистерских диссертаций.

Рецензенты:

Кандидат технических наук, доцент, заместитель генерального директора,
главный конструктор АО «Казанский Гипронииавиапром»

Г.П. Никитин

Кандидат технических наук, профессор кафедры
«Металлические конструкции и испытание сооружений» КГАСУ

Г.Н. Шмелев

УДК 624.012.35

ББК 38.53

© Казанский государственный
архитектурно-строительный
университет, 2016

© Палагин Н.Г., 2016

СОДЕРЖАНИЕ

1. КОНСТРУКТИВНЫЕ ОСОБЕННОСТИ СБОРНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕ- ТОННЫХ ДЛИННЫХ ЦИЛИНДРИЧЕСКИХ ОБОЛОЧЕК.....	4
2. ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ ДЛЯ РАСЧЕТА.....	6
3. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ГЕОМЕТРИЧЕСКИХ ХАРАКТЕРИСТИК ОБОЛОЧКИ.....	7
4. РАСЧЕТ ОБОЛОЧКИ В ПРОДОЛЬНОМ НАПРАВЛЕНИИ.....	9
4.1. Сбор нагрузок.....	9
4.2. Расчет по прочности на действие изгибающих моментов и подбор продольной арматуры бортовых балок.....	10
4.3. Расчет по прочности и подбор арматуры плит криволинейных панелей.....	11
4.3.1. Расчет плиты торцевой панели.....	12
4.3.2. Расчет плиты второй от торца панели.....	16
4.3.3. Конструирование плит.....	19
4.4. Расчет оболочки по образованию нормальных трещин в стадии эксплуатации.....	24
4.5. Расчет оболочки по деформациям.....	37
5. РАСЧЕТ ОБОЛОЧКИ В ПОПЕРЕЧНОМ НАПРАВЛЕНИИ.....	40
6. РАСЧЕТ ТОРЦЕВОЙ ДИАФРАГМЫ.....	47
ЛИТЕРАТУРА.....	56
ПРИЛОЖЕНИЯ.....	57
Приложение 1. Прочностные и деформативные характеристики тяжелого бетона и арматуры.....	57
Приложение 2. Сортамент арматуры и арматурных канатов.....	60
Приложение 3. Коэффициенты для расчета длинных цилиндрических оболочек.....	61
Приложение 4. Основные характеристики бортовых балок.....	65
Приложение 5. Исходные данные для самостоятельного расчета.....	66

1. КОНСТРУКТИВНЫЕ ОСОБЕННОСТИ СБОРНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ДЛИННЫХ ЦИЛИНДРИЧЕСКИХ ОБОЛОЧЕК

Длинными цилиндрическими оболочками называются такие, для которых выполняется условие $l_1 \geq l_2$, где l_1 – пролет (расстояние между осями диафрагм), l_2 – длина волны (расстояние между бортовыми элементами) (рис. 1).

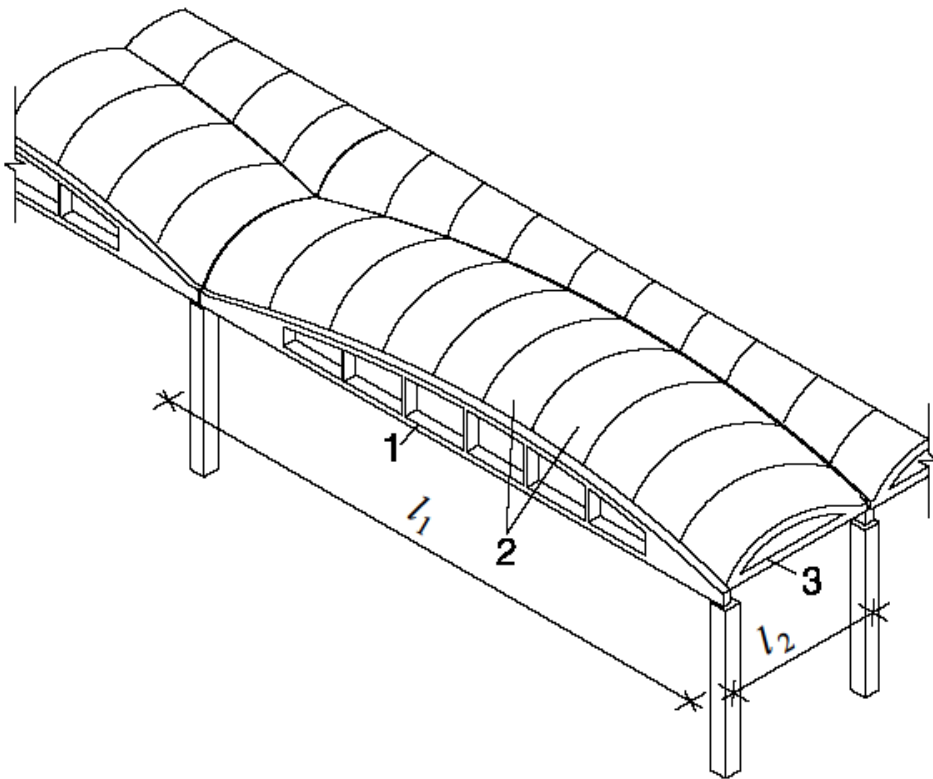


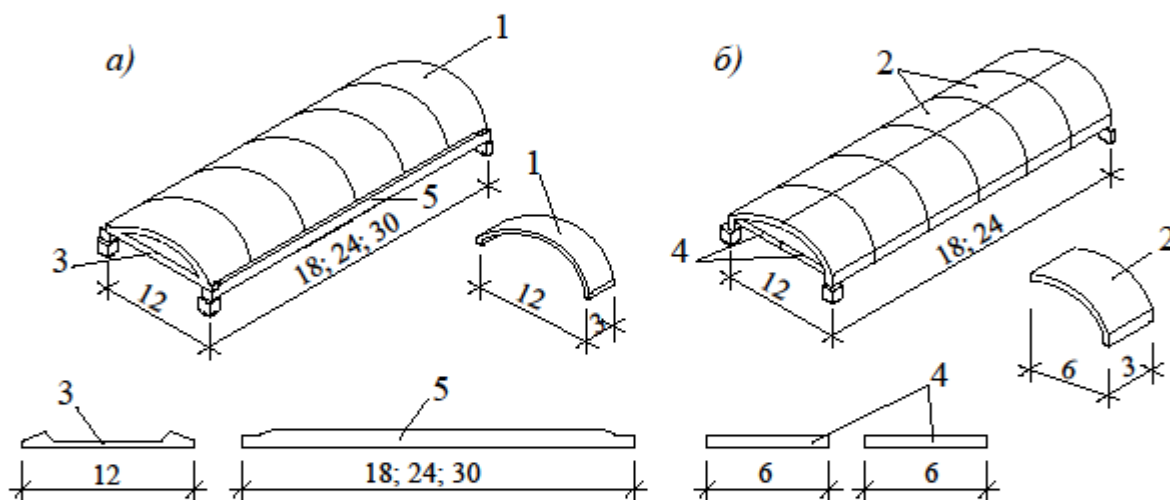
Рис. 1. Длинная цилиндрическая оболочка:
1 – бортовой элемент; 2 – цилиндрические (криволинейные) панели; 3 – затяжка торцевой диафрагмы

Ниже рассмотрены конструктивные особенности сборных железобетонных длинных цилиндрических оболочек, приведенные в [1].

Существует две схемы членения таких оболочек. При первой схеме оболочки собираются из бортовых балок длиной на пролет $l_1=18, 24$ и 30 м, криволинейных ребристых панелей длиной на пролет волны $l_2=12$ м и затяжек диафрагм, опирающихся на бортовые балки (рис. 2, а). При второй схеме оболочки выполняются из криволинейных ребристых панелей с примыкающими к ним частями бортовых балок длиной в половину пролета волны l_2 ($l_2/2=12/2=6$ м) и затяжек диафрагм. Пролет оболочки составляет $l_1=18$ и 24 м, длина волны $l_2=12$ м (рис. 2, б). В обеих схемах ширина панелей равна 3 м, а толщина их плит принимается не менее 30 мм. Во избежание местной потери устойчивости расстояние между поперечными ребрами панелей должно быть не более $7\sqrt{rt_{cur,pl}}$, где r – радиус кривизны обо-

лочки, $t_{cur,pl}$ - толщина плиты. Количество продольных ребер в панелях равно двум, при первой схеме членения в них целесообразно устанавливать предварительно напрягаемую арматуру. В обеих схемах верхним поясом торцевых диафрагм служит усиленное продольное ребро торцевых панелей. Поперечное сечение оболочек может быть очерчено по дуге круга, эллипса или по другой кривой. Рекомендуется принимать круговое очертание как наиболее простое в производстве работ.

Рис. 2. Схемы членения сборных железобетонных длинных цилиндрических оболочек: *а* – из бортовых балок, криволинейных



ребристых панелей и затяжек диафрагм; *б* – из криволинейных ребристых панелей с бортовым элементом и затяжек диафрагм; 1 – криволинейная ребристая панель размером 3x12 м; 2 – то же, 3x6 м; 3 – затяжка длиной 12 м; 4 – то же, 6 м; 5 – бортовая балка длиной на пролет оболочки

Высоту оболочек, включая высоту сечения бортовой балки, рекомендуется назначать равной $(1/6 \dots 1/8)l_1$, а стрелу подъема плиты – $(1/6 \dots 1/8)l_2$.

В целях экономии арматуры, а также повышения трещиностойкости и жесткости оболочки арматуру бортовых балок и затяжек диафрагм целесообразно выполнять предварительно напряженной. В бортовых балках в качестве её рекомендуется применять канаты или пучки из них. Предварительное напряжение указанных элементов при изготовлении их отдельно от оболочки (рис. 2, *а*) производится заранее на заводе, а при членении оболочки по второй схеме (рис. 2, *б*) – на месте строительства.

При членении по первой схеме (рис. 2, *а*) элементы оболочки могут проектироваться из разных материалов: бортовые балки и затяжки диафрагм – из бетонов высоких классов (как предварительно напряженные), криволинейные панели – как из тяжелого, так и из легкого или ячеистого бетонов, и выполнять при этом кроме несущих и ограждающих функций еще и функцию теплоизоляции.

2. ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ ДЛЯ РАСЧЕТА

Требуется выполнить расчет сборной железобетонной многоволновой длинной цилиндрической оболочки среднего пролета при её членении по схеме рис. 2, а при следующих исходных данных:

- пролет $l_1 = 30$ м, длина волны $l_2 = 12$ м;
- размеры криволинейных панелей – 3×12 м, плита панелей толщиной $t_{cur,pl} = 40$ мм очерчена по дуге круга со стрелой подъема $f_{cur,pl} = 1500$ мм, высота поперечных опорных ребер равна 200 мм;

- сечение арки торцевой диафрагмы – $0,2 \times 0,4(h)$ м, сечение затяжки – $0,2 \times 0,2$ м; затяжка изготавливается отдельно в виде железобетонного предварительно напряженного бруса;

- собственный вес конструкций: всей оболочки – $2,50$ кН/м², панелей – $2,083$ кН/м², бортовой балки – 5 кН/м (Прил. 4), кровли – $0,43$ кН/м²;

- вид бетона для всех элементов оболочки – тяжелый;

- класс бетона панелей – В25 (с учетом $\gamma_{b1} = 0,9$ $R_b = 0,9 \cdot 14,5 = 13,05$ МПа, $R_{bt} = 0,9 \cdot 1,05 = 0,95$ МПа (табл. П.1.1 Прил. 1), $E_b = 30 \cdot 10^3$ МПа (табл. П.1.3 Прил. 1));

- класс бетона бортовой балки и затяжек торцевой диафрагмы – В40 ($R_b = 0,9 \cdot 22 = 19,8$ МПа, $R_{bt} = 0,9 \cdot 1,4 = 1,26$ МПа, $E_b = 36 \cdot 10^3$ МПа, $R_{b,ser} = 29$ МПа, $R_{bt,ser} = 2,10$ МПа (табл. П.1.2 Прил. 1));

- класс арматуры плиты панелей: основной сетки – Вр500 ($R_s = 415$ МПа, $R_{sc} = 390$ МПа (табл. П.1.6 Прил.1), дополнительных сеток – А400 ($R_s = R_{sc} = 350$ МПа) или Вр500;

- класс напрягаемой арматуры в бортовой балке К1600 ($R_{s,n} = 1600$ МПа, $R_s = 1390$ МПа (табл. П.1.6 Прил. 1), $E_s = 1,95 \cdot 10^5$ МПа (табл. П.1.7 Прил. 1);

- способ натяжения арматуры – механический на упоры формы;

- коэффициент сноса снега с покрытия $c_e = 1$; коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие $\mu = 1$; термический коэффициент $c_t = 1$;

- место строительства – г. Москва (по карте 1 Прил. Ж [4] и табл.10.1 [4]) определяем, что Москва относится к III снеговому району с весом снегового покрова на 1 м^2 горизонтальной поверхности земли $S_g = 1,8$ кН/м²; при $c_e = c_t = \mu = 1$ нормативная снеговая нагрузка (п. 10.1 [4]) $S_0 = 0,7 S_g = 0,7 \cdot 1,8 = 1,26$ кН/м²; расчетная снеговая нагрузка, согласно п.10.12 [4], равна $S = \gamma_f S_0 = 1,4 \cdot 1,26 = 1,764$ кН/м² $\approx 1,8$ кН/м²; по карте 5 Прил. Ж [4] находим, что средняя температура января составляет

-10°C, что ниже -5°C, вследствие чего, согласно п.10.11 [4], длительная нормативная снеговая нагрузка равна $S_{0l} = 0,7S_0 = 0,7 \cdot 1,26 = 0,822 \text{ кН/м}^2$; относительная влажность воздуха окружающей среды – 73% (она принимается по п.8 табл.4.1 [5] как средняя месячная относительная влажность наиболее теплого месяца);

- коэффициент надежности по ответственности здания $\gamma_n = 1,0$.

3. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ГЕОМЕТРИЧЕСКИХ ХАРАКТЕРИСТИК ОБОЛОЧКИ

Согласно исходным данным, плита панелей очерчена по дуге круга со стрелой подъема $f_{cur,pl} = 1500 \text{ мм}$ и имеет толщину $t_{cur,pl} = 40 \text{ мм}$ (рис. 3, а), а высота поперечных опорных ребер составляет 200 мм (рис. 3, б). Сечение бортовой балки посередине пролета (рис. 3, б) принимаем по приложению 4.

Радиус внешней поверхности оболочки составляет:

$$r_{\text{вн}} = \frac{l_{02}^2 + 4f_{cur,pl}^2}{8f_{cur,pl}} = \frac{(12 - 2 \cdot 0,06)^2 + 4 \cdot 1,5^2}{8 \cdot 1,5} = 12,51 \text{ м,}$$

где 0,06 м – половина ширины стыка панелей на опоре (рис. 3, б).

Радиус срединной поверхности оболочки:

$$r = r_{\text{вн}} - 0,5t_{cur,pl} = 12,51 - 0,5 \cdot 0,04 = 12,49 \text{ м.}$$

Находим центральный угол θ_1 для половины дуги криволинейной части плиты:

$$\begin{aligned} \sin \theta_1 &= l_{02} / (2r_{\text{вн}}) = (12 - 2 \cdot 0,06) / (2 \cdot 12,51) = 0,475; \\ \cos \theta_1 &= \sqrt{1 - \sin^2 \theta_1} = \sqrt{1 - 0,475^2} = 0,880, \end{aligned}$$

чему соответствует угол $\theta_1 = 28^\circ 20' 43'' = 0,495 \text{ рад}$.

Площадь поперечного сечения криволинейной плиты:

$$A_{cur,pl} = 2r\theta_1 t_{cur,pl} = 2 \cdot 12,49 \cdot 0,495 \cdot 0,04 = 0,495 \text{ м}^2.$$

Площадь поперечного сечения бортовой балки посередине пролета:

$$A_{ed} = 0,08 \cdot 1,4 + (0,3 - 0,08)(0,1 + 0,35) + 0,5(0,3 - 0,08)0,05 \cdot 0,5 \cdot 4 = 0,222 \text{ м}^2.$$

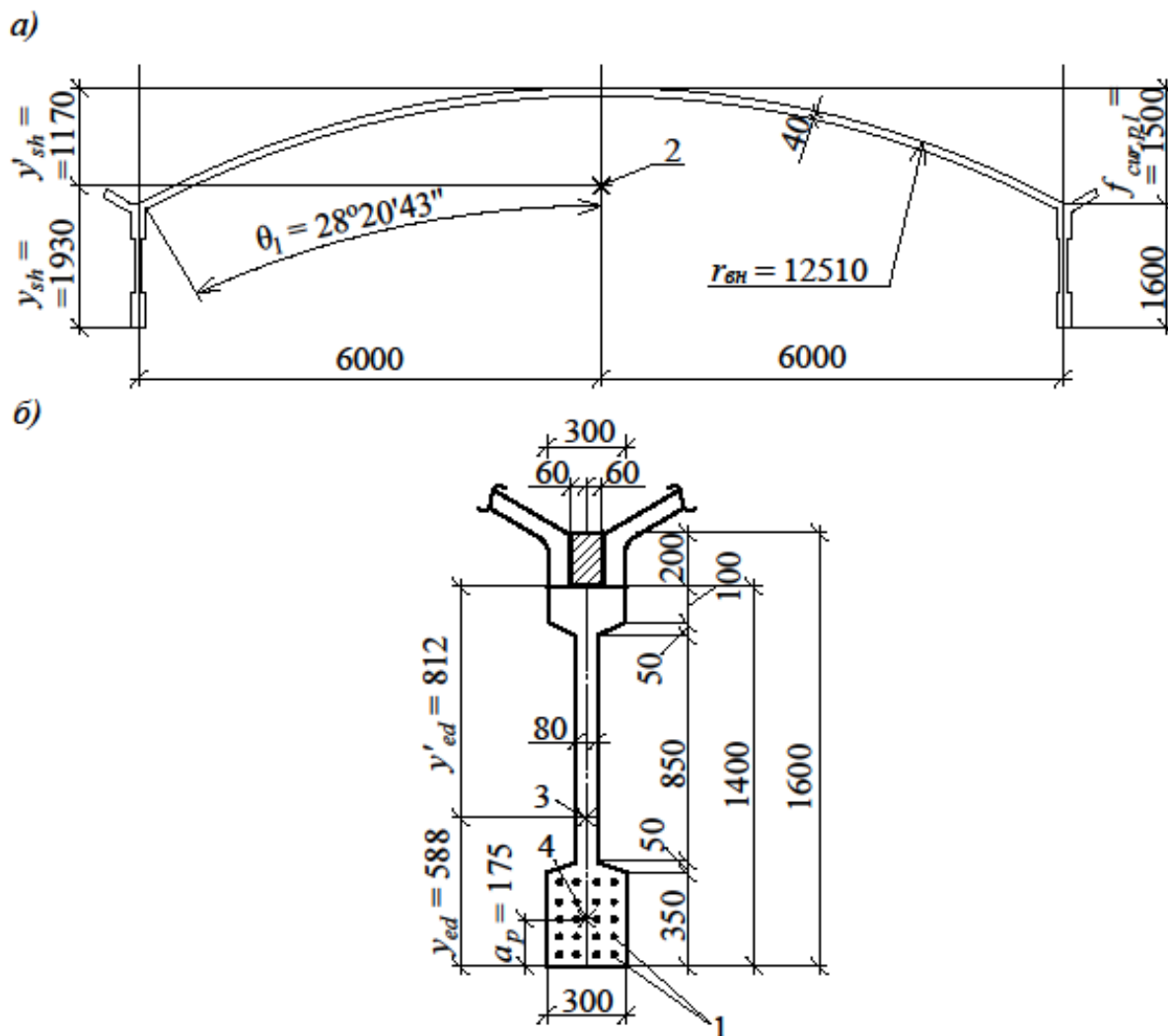


Рис.3. Геометрические размеры оболочки посередине пролета:
a – сечение оболочки; *b* – сечение бортовой балки
 1 – напрягаемая арматура; 2 – центр тяжести всей оболочки;
 3 – то же, бортовой балки; 4 – то же, напрягаемой арматуры

Общая площадь поперечного сечения оболочки посередине пролета с учетом площади сечения замоноличенной стыковой полости $A_{st} = 0,3 \cdot 0,2 = 0,060 \text{ м}^2$ (рис. 3, *b*):

$$A_{sh} = A_{cur,pl} + A_{ed} + A_{st} = 0,495 + 0,222 + 0,060 = 0,777 \text{ м}^2.$$

Определим момент инерции всего поперечного сечения оболочки посередине пролета I_1 . Первоначально находим положение центра тяжести сечения:

- криволинейной плиты:

$$y'_{cur,pl} = f / 3 = (f_{cur,pl} - 0,5t_{cur,pl}) / 3 = (1,5 - 0,5 \cdot 0,04) / 3 = 0,493 \text{ м};$$

- бортовой балки:

$$y'_{ed} = S'_{ed}/A_{ed} = [0,08 \cdot 1,4 \cdot 0,5 \cdot 1,4 + (0,3 - 0,08)0,1 \cdot 0,5 \cdot 0,1 + (0,3 - 0,08)0,35(1,4 - 0,5 \cdot 0,35) + 0,5(0,3 - 0,08)0,05 \cdot 0,5 \cdot 2(0,1 + 0,05/3) + 0,5(0,3 - 0,08)0,05 \cdot 0,5 \cdot 2(0,1 + 0,05 + 0,850 + 2 \cdot 0,05/3)]/0,222 = 0,18015/0,222 = 0,812 \text{ м (рис. 3, б);}$$

$$y_{ed} = 1,4 - 0,812 = 0,588 \text{ м (рис. 3, б);}$$

- всего поперечного сечения оболочки посередине пролета l_1 с учетом замоналиченной стыковой полости:

$$y'_{sh} = S'_{sh}/A_{sh} = [0,495(0,493 + 0,5 \cdot 0,04) + 0,222(0,812 + 0,2 + 1,5) + 0,2 \cdot 0,3(0,5 \cdot 0,2 + 1,5)]/0,777 = 1,17 \text{ м (рис. 3, а);}$$

$$y_{sh} = (1,4 + 0,2 + 1,5) - 1,17 = 1,93 \text{ м (рис. 3, б).}$$

Теперь находим моменты инерции сечений:

- криволинейной плиты:

$$I_{cur,pl} = r^3 t_{cur,pl} (\theta_1 + \sin\theta_1 \cos\theta_1 - 2 \sin^2\theta_1 / \theta_1) = 12,49^3 \cdot 0,04(0,495 + 0,475 \cdot 0,880 - 2 \cdot 0,475^2 / 0,495) = 0,1079 \text{ м}^4;$$

- бортовой балки:

$$I_{ed} = 0,08 \cdot 1,4^3/12 + 0,08 \cdot 1,4(0,5 \cdot 1,4 - 0,588)^2 + (0,3 - 0,08)0,1^3/12 + (0,3 - 0,08)0,1(1,4 - 0,5 \cdot 0,1 - 0,588)^2 + 2[0,5(0,3 - 0,08)0,05^3/36 + 0,5(0,3 - 0,08)0,05 \cdot 0,5(0,812 - 0,1 - 0,05/3)^2] + (0,3 - 0,08)0,35^3/12 + (0,3 - 0,08)0,35(0,588 - 0,5 \cdot 0,35)^2 + 2[0,5(0,3 - 0,08)0,05^3/36 + 0,5(0,3 - 0,08)0,05 \cdot 0,5(0,588 - 0,35 - 0,05/3)^2] = 0,0493 \text{ м}^4.$$

В результате момент инерции всего поперечного сечения оболочки посередине пролета l_1 с учетом замоналиченной стыковой полости составляет:

$$I_{sh} = 0,1079 + 0,495(1,17 - 0,493)^2 + 0,0493 + 0,222(1,93 - 0,588)^2 + 0,3 \cdot 0,2^3/12 + 0,3 \cdot 0,2(1,93 - 1,4 - 0,5 \cdot 0,2)^2 = 0,795 \text{ м}^4.$$

4. РАСЧЕТ ОБОЛОЧКИ В ПРОДОЛЬНОМ НАПРАВЛЕНИИ

4.1. Сбор нагрузок

Сбор нагрузок на оболочку приведен в табл.1.

Таблица 1

Сбор нагрузок на оболочку

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка g_n , кН/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f	Расчетная нагрузка g , кН/м ²
Вес оболочки	2,5*	1,1	2,75
Вес кровли	0,43*	1,3	0,56
Снеговая	1,26*		1,8*
ИТОГО	4,19		5,11

*принято согласно исходным данным (см. п. 2)

4.2. Расчет по прочности на действие изгибающих моментов и подбор продольной арматуры бортовых балок

Оболочку на прочность в продольном направлении на действие изгибающих моментов рассчитываем как простую свободно опертую балку с расчетным сечением по рис. 4, а, расчетным пролетом $l_{01} = l_1 - 2 \cdot 0,2 = 30 - 2 \cdot 0,2 = 29,6$ м и расчетной нагрузкой $F_d = \gamma_n g l_2 = 1 \cdot 5,11 \cdot 12 = 61,32$ кН/м.

Максимальный изгибающий момент в середине её пролета:

$$M_d = F_d(l_{01})^2/8 = 61,32 \cdot 29,6^2/8 = 6716 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Момент внутренних сил относительно центра дуги поперечного сечения оболочки (поз. 1 на рис. 4, а):

$$M_d = 2(R_b t_{cur,pl} r^2 \sin \theta'_b - R_s A_{sp} a). \quad (1)$$

Условие равновесия продольных сил в сечении:

$$R_b \theta'_b r t_{cur,pl} = R_s A_{sp}. \quad (2)$$

Приняв $\sin \theta'_b \approx \theta'_b$, из (1) и (2) получим:

$$\theta'_b = \frac{M_d}{2R_b t_{cur,pl} r h_{0,sh}} = \frac{6716 \cdot 10^6}{2 \cdot 19,8 \cdot 40 \cdot 12490 \cdot 2905} = 0,117,$$

где $h_{0,sh} = 1600 - 175 + 1480 = 2905$ мм (рис. 4, а). Здесь 175 мм – расстояние от нижней грани бортовой балки до центра тяжести напрягаемой арматуры, вычисляемое как $a_p = h_{ed,f} / 2 = 350/2$, $h_{ed,f} = 350$ мм – высота нижней полки балки (рис. 3, б).

В качестве напрягаемой арматуры, согласно исходным данным, принимаются канаты класса К1600 ($R_s = 1390$ МПа). Полная площадь сечения этой арматуры, размещаемой в одной промежуточной бортовой балке, вычисляется из формулы (2). Учитывая, что в ней A_{sp} – половина необходимой площади, вводим коэффициент «2». Тогда

$$A_{sp} = 2 \frac{\theta'_b r t_{cur,pl} R_b}{R_s} = 2 \frac{0,117 \cdot 12490 \cdot 40 \cdot 19,8}{1390} = 1665 \text{ мм}^2.$$

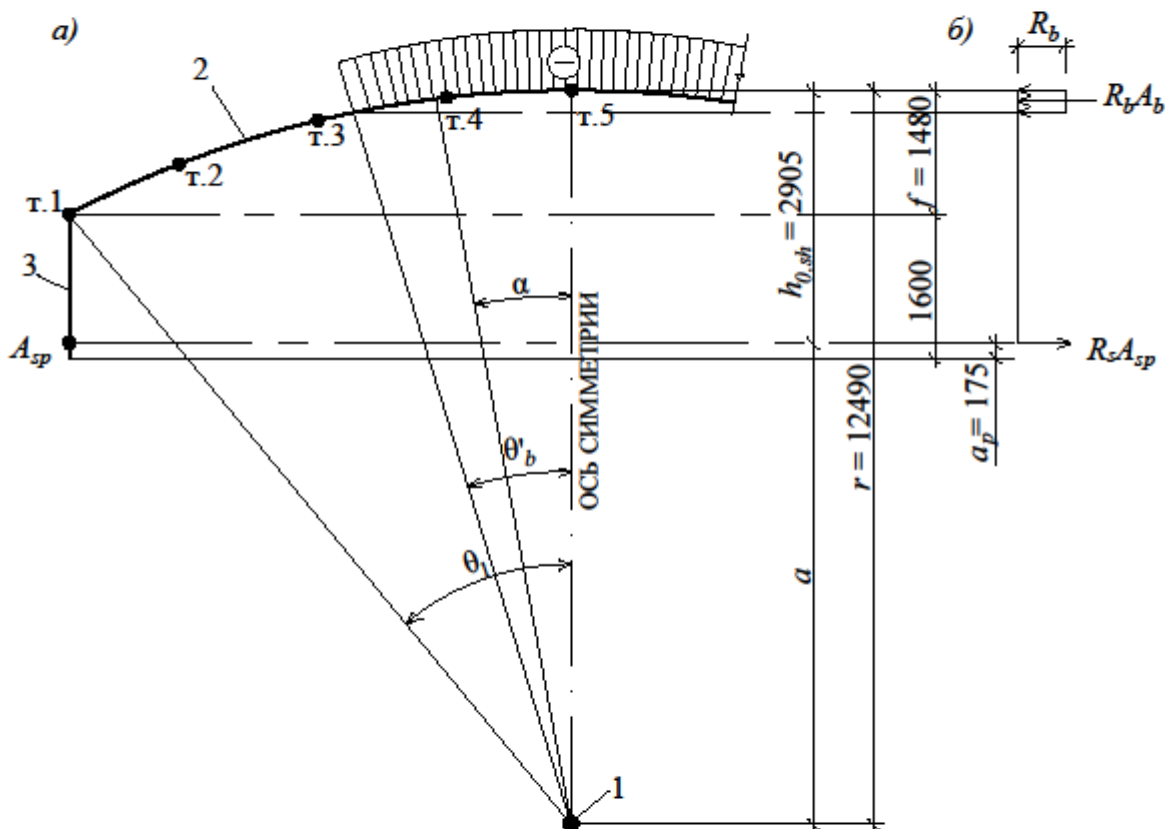


Рис. 4. К расчету оболочки в продольном направлении:
 a – расчетное сечение оболочки; b – схема усилий в расчетном сечении
 1 – центр дуги оболочки; 2 – ось криволинейной плиты; 3 – ось бортовой балки

По табл. П. 2.2 Прил. 2 принимаем 20 арматурных канатов класса К1600 диаметром 12 мм с общей площадью $A_{sp} = 1812 \text{ мм}^2$.

Другие расчеты и конструирование бортовой балки выполняются по аналогии с плоскими балками, рассматриваемыми при изучении общего курса дисциплины «Железобетонные и каменные конструкции», и здесь не приводятся.

4.3. Расчет по прочности и подбор арматуры плит криволинейных панелей

На действие поперечных сил в продольном направлении оболочку рассчитываем также как простую свободно опертую балку. Такой расчет для крайних четвертей оболочки длиной $l_{01}/4$ вполне приемлем. В средней зоне оболочки длиной $l_{01}/2$, где поперечные силы имеют минимальные значения, а изгибающие моменты – максимальные, криволинейная часть оболочки работает на сжатие в продольном направлении l_1 , и лимитирующим здесь является устойчивость плиты. Однако, учитывая, что сборные панели снабжены продольными и поперечными ребрами, устойчивость

криволинейной плиты, как правило, обеспечивается.

Главные растягивающие напряжения в плитах панелей вычисляются по формуле:

$$\sigma_{pr} = 0,5(\sigma_x + \sigma_y) + \sqrt{[0,5(\sigma_x - \sigma_y)]^2 + \tau_x^2}. \quad (3)$$

Ось X направлена вдоль пролета l_1 , ось Y – вдоль пролета волны l_2 . Из-за незначительности величины в формуле (3) можно принять $\sigma_y = 0$.

В соответствии со сказанным выше необходимо рассчитать плиты панелей, для которых выполняется условие $x_{п,i} \leq l_{01}/4 = 29,6/4 = 7,4$ м, где $x_{п,i}$ – координата по оси X середины ширины i -й панели. Для первой от торца панели имеем $x_{п,1} = b_{п}/2 - 0,2 = 3/2 - 0,2 = 1,3$ м $< 7,4$ м (здесь $b_{п} = 3$ м – ширина панели; $0,2$ м – расстояние от края панели до точки приложения опорной реакции бортовой балки), для второй – $x_{п,2} = x_{п,1} + b_{п} = 1,3 + 3 = 4,3$ м $< 7,4$ м, для третьей – $x_{п,3} = x_{п,2} + b_{п} = 4,3 + 3 = 7,3$ м $< 7,4$ м. Т.о., требуется выполнить расчет плит первых трех от торца оболочки панелей. В качестве примера произведем расчет и конструирование плит первой и второй от торца панелей.

4.3.1. Расчет плиты торцевой панели

Изгибающий момент и поперечная сила на расстоянии $x = 1,3$ м от точки опоры бортовой балки соответственно равны:

$$M_x = Rx - 0,5F_d x^2 = 0,5F_d l_{01} x - 0,5F_d x^2 = 0,5F_d x(l_{01} - x) = 0,5 \cdot 61,32 \cdot 1,3(29,6 - 1,3) = 1128 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q_x = R - F_d x = 0,5F_d l_{01} - F_d x = F_d(0,5l_{01} - x) = 61,32(0,5 \cdot 29,6 - 1,3) = 827,8 \text{ кН}.$$

В приведенных вычислениях $R = 0,5F_d l_{01}$ – опорная реакция бортовой балки.

Вычисляем геометрические характеристики сечения балки на расстоянии $x = 1,3 + 0,2 = 1,5$ м от ее торца:

$$h_{ed} = 0,8 + (1,4 - 0,8)1,5 / (0,5 \cdot 30) = 0,86 \text{ м};$$

$$A_{ed} = 0,08 \cdot 0,86 + (0,3 - 0,08)(0,1 + 0,35) + 0,5(0,3 - 0,08)0,05 \cdot 0,5 \cdot 4 = 0,179 \text{ м}^2;$$

$$y'_{ed} = S'_{ed} / A_{ed} = [0,08 \cdot 0,86 \cdot 0,5 \cdot 0,86 + (0,3 - 0,08)0,1 \cdot 0,5 \cdot 0,1 + (0,3 - 0,08)0,35(0,860 - 0,5 \cdot 0,35) + (0,3 - 0,08)0,05 \cdot 0,5(0,1 + 0,05/3) + (0,3 - 0,08)0,05 \cdot 0,5(0,1 + 0,05 + 0,310 + 2 \cdot 0,05/3)] / 0,179 = 0,484 \text{ м}.$$

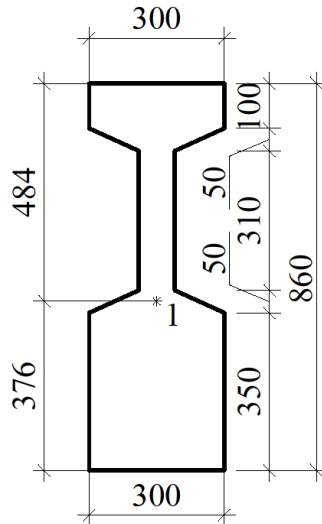


Рис. 5. Сечение бортовой балки на расстоянии 1,5 м от ее торца:
1 – центр тяжести сечения

$$y_{ed} = 0,860 - 0,484 = 0,376 \text{ м};$$

$$I_{ed} = 0,08 \cdot 0,86^3 / 12 + 0,08 \cdot 0,86(0,5 \cdot 0,86 - 0,376)^2 + (0,3 - 0,08)0,1^3 / 12 + (0,3 - 0,08)0,1(0,860 - 0,5 \cdot 0,1 - 0,376)^2 + 2[0,5(0,3 - 0,08)0,05^3 / 36 + 0,5(0,3 - 0,08)0,05 \cdot 0,5(0,484 - 0,1 - 0,05/3)^2] + (0,3 - 0,08)0,35^3 / 12 + (0,3 - 0,08)0,35(0,376 - 0,5 \cdot 0,35)^2 + 2[0,5(0,3 - 0,08)0,05^3 / 36 + 0,5(0,3 - 0,08)0,05 \cdot 0,5(0,376 - 0,35 - 0,05/3)^2] = 0,0133 \text{ м}^4.$$

Геометрические характеристики полного сечения оболочка:

$$A_{sh} = 0,495 + 0,179 + 0,060 = 0,734 \text{ м}^2;$$

$$y'_{sh} = S'_{sh} / A_{sh} = [0,495(0,493 + 0,5 \cdot 0,04) + 0,179(0,484 + 0,2 + 1,5) + 0,2 \cdot 0,3(0,5 \cdot 0,2 + 1,5)] / 0,734 = 1,009 \text{ м};$$

$$y_{sh} = 1,5 + 0,2 + 0,860 - 1,009 = 1,551 \text{ м};$$

$$I_{sh} = 0,1079 + 0,495(1,009 - 0,493)^2 + 0,0133 + 0,179(1,551 - 0,376)^2 + 0,3 \cdot 0,2^3 / 12 + 0,3 \cdot 0,2(1,551 - 0,860 - 0,5 \cdot 0,2)^2 = 0,5213 \text{ м}^4.$$

Главные растягивающие напряжения в плите определяем по формуле (3), принимая в ней $\sigma_y = 0$, т.е.

$$\sigma_{pr} = 0,5\sigma_x + \sqrt{(0,5\sigma_x)^2 + \tau_x^2} \quad (4)$$

где $\sigma_x = M_x y_i / I_{sh}$;

$$\tau_{xy} = Q_x S_i / (I_{sh} b);$$

y_i – расстояние от точки i оси плиты до центра тяжести сечения всей оболочка с ординатой $y_0 = y'_{sh} - 0,5t_{cur,pl} = 1009 - 0,5 \cdot 40 = 989$ мм (рис. 6);

$S_i = A_i(y'_{sh} - z_i)$ - статический момент i -го участка плиты площадью $A_i = 2r\alpha_i t_{cur,pl}$, находящегося выше рассматриваемого сечения и имеющего стрелу $f_i = r(1 - \cos\alpha_i)$; $z_i = f_i / 3$ - расстояние до центра тяжести i -го участка плиты; $b = 2t_{cur,pl}$ - ширина элемента; α_i - угол в рад.

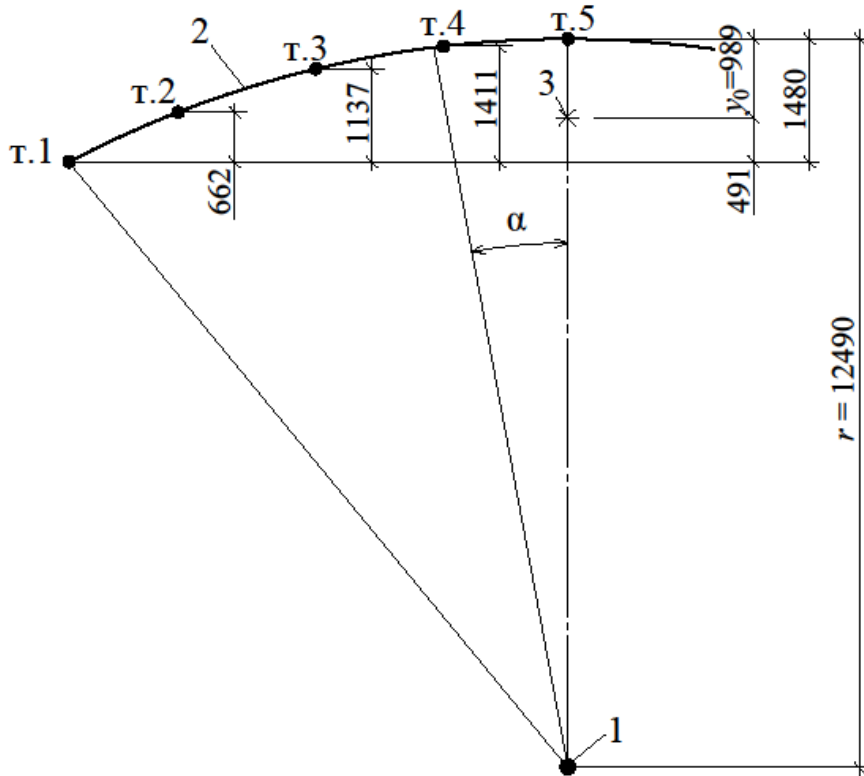


Рис. 6. К расчету криволинейной плиты торцевой панели:
1 – центр дуги оболочки; 2 – ось плиты; 3 – центр тяжести всей оболочки

Вычисление главных растягивающих напряжений σ_{pr} сводим в табл. 2. Приведем определение значений $y_1...y_5$ (рис. 6) и, в качестве примера, параметров для точки 1:

$$\begin{aligned}
 y_1 &= 1,480 - 0,989 = 0,491 \text{ м;} \\
 y_2 &= -(0,662 - 0,491) = -0,171 \text{ м;} \\
 y_3 &= -(1,137 - 0,491) = -0,646 \text{ м;} \\
 y_4 &= -(1,411 - 0,491) = -0,920 \text{ м;} \\
 y_5 &= -(1,480 - 0,491) = -0,989 \text{ м;} \\
 A_1 &= 2 \cdot 12,49 \cdot 0,495 \cdot 0,04 = 0,495 \text{ м}^2; \\
 f_1 &= 12,49(1 - 0,880) = 1,5 \text{ м;} \\
 z_1 &= 1,5/3 = 0,5 \text{ м;} \\
 S_1 &= 0,495(1,009 - 0,5) = 0,252 \text{ м}^3; \\
 \tau_x &= 827,8 \cdot 0,252 / (0,5213 \cdot 2 \cdot 0,04 \cdot 10^3) = 5,00 \text{ МПа;} \\
 0,5\sigma_x &= 0,5 \cdot 1128 \cdot 0,491 / (0,5213 \cdot 10^3) = 0,53 \text{ МПа;} \\
 \sigma_{pr} &= 0,53 + \sqrt{0,53^2 + 5^2} = 5,56 \text{ МПа.}
 \end{aligned}$$

Параметры для остальных точек оси плиты вычисляются аналогично.

Таблица 2

Определение главных растягивающих напряжений
в плите торцевой панели

Параметр	Точки поперечного сечения плиты (рис. 6)				
	1	2	3	4	5
α_i , град (рад)	28°20'43" (0,495)	21°15'32" (0,371)	14°10'21" (0,247)	7°5'10" (0,124)	0 (0)
$\sin\alpha_i$	0,475	0,363	0,245	0,124	0
$\cos\alpha_i$	0,880	0,932	0,970	0,992	1
A_i , м ²	0,495	0,371	0,247	0,124	0
f_i , м	1,5	0,849	0,375	0,100	0
z_i , м	0,5	0,283	0,125	0,033	0
S_i , м ³	0,252	0,269	0,218	0,121	0
τ_x , МПа	5,00	5,34	4,33	2,40	0
y_i , м	0,491	-0,171	-0,646	-0,920	-0,989
$0,5\sigma_x$, МПа	0,53	-0,19	-0,70	-1,00	-1,07
σ_{pr} , МПа	5,56	5,15	3,69	1,60	0

Из результатов расчета видно, что в точках 1...4 сечения плиты главные растягивающие напряжения σ_{pr} превышают прочность бетона на растяжение $R_{bt} = 0,95$ МПа (см. исходные данные), и, следовательно, для подбора арматуры плиты необходимо вычислить усилия N_{45} , которые действуют в точках сечения плиты под углом 45° к образующей. Эти усилия определяются по формуле

$$N_{45} = 0,5N_x + Q_{sf,\alpha}, \quad (5)$$

где

$$0,5N_x = (0,5M_x t_{cur,pl} / I_{sh}) y_i, \quad (6)$$

$$Q_{sf,\alpha} = Q_x r^2 t_{cur,pl} (\sin\alpha - \eta\alpha) / I_{sh}. \quad (7)$$

В формулах (6) и (7):

y_i – см. выше, значения y_i приведены в табл. 2;

$$\eta = r(r - y'_{sh}) / r$$

Имеем:

$$0,5N_x = (0,5 \cdot 1128 \cdot 0,04 / 0,5213) y_i = 43,28 y_i, \text{ кН/м};$$

$$\eta = (12,49 - 1,009) / 12,49 = 0,919;$$

$$Q_{sf,\alpha} = 827,8 \cdot 12,49^2 \cdot 0,04(\sin\alpha - 0,919\alpha) / 0,5213 = 9909(\sin\alpha - 0,919\alpha), \text{ кН/м.}$$

Вычисление усилий N_{45} по формуле (5) сводим в табл. 4. При этом значения функций углов принимаем из табл. 2. В качестве примера приведем вычисления для точки 1:

$$0,5N_x = 43,28 \cdot 0,491 = 21,25 \text{ кН/м;}$$

$$Q_{sf,\alpha} = 9909(0,475 - 0,919 \cdot 0,495) = 199,12 \text{ кН/м;}$$

$$N_{45} = 21,25 + 199,12 = 220,37 \text{ кН/м.}$$

Усилия для остальных точек сечения плиты определяются аналогично.

4.3.2. Расчет плиты второй от торца панели

Изгибающий момент и поперечная сила на расстоянии $x = 4,3$ м от точки опирания бортовой балки соответственно равны (формулы для расчета см. п. 4.3.1):

$$M_x = 0,5 \cdot 61,32 \cdot 4,3(29,6 - 4,3) = 3335,5 \text{ кН}\cdot\text{м;}$$

$$Q_x = 61,32(0,5 \cdot 29,6 - 4,3) = 643,9 \text{ кН.}$$

Вычисляем геометрические характеристики сечения балки на расстоянии от ее торца $x = 4,3 + 0,2 = 4,5$ м:

$$h_{ed} = 0,8 + (1,4 - 0,8)4,5 / (0,5 \cdot 30) = 0,98 \text{ м;}$$

$$A_{ed} = 0,08 \cdot 0,98 + (0,3 - 0,08)(0,1 + 0,35) + 0,5(0,3 - 0,08)0,05 \cdot 0,5 \cdot 4 = 0,188 \text{ м}^2;$$

$$y'_{ed} = S'_{ed} / A_{ed} = [0,08 \cdot 0,98 \cdot 0,5 \cdot 0,98 + (0,3 - 0,08)0,1 \cdot 0,5 \cdot 0,1 + (0,3 - 0,08)0,35(0,98 - 0,5 \cdot 0,35) + (0,3 - 0,08)0,05 \cdot 0,5(0,1 + 0,05/3) + (0,3 - 0,08)0,05 \cdot 0,5(0,1 + 0,05 + 0,430 + 2 \cdot 0,05/3)] / 0,188 = 0,561 \text{ м;}$$

$$y_{ed} = 0,980 - 0,561 = 0,419 \text{ м;}$$

$$I_{ed} = 0,08 \cdot 0,98^3 / 12 + 0,08 \cdot 0,98(0,5 \cdot 0,98 - 0,419)^2 + (0,3 - 0,08)0,1^3 / 12 + (0,3 - 0,08)0,1(0,980 - 0,5 \cdot 0,1 - 0,419)^2 + 2[0,5(0,3 - 0,08)0,05^3 / 36 + 0,5(0,3 - 0,08)0,05 \cdot 0,5(0,561 - 0,1 - 0,05/3)^2] + (0,3 - 0,08)0,35^3 / 12 + (0,3 - 0,08)0,35(0,419 - 0,5 \cdot 0,35)^2 + 2[0,5(0,3 - 0,08)0,05^3 / 36 + 0,5(0,3 - 0,08)0,05 \cdot 0,5(0,419 - 0,35 - 0,05/3)^2] = 0,0189 \text{ м}^4.$$

Геометрические характеристики полного сечения оболочки:

$$A_{sh} = 0,495 + 0,188 + 0,060 = 0,743 \text{ м}^2;$$

$$y'_{sh} = S'_{sh} / A_{sh} = [0,495(0,493 + 0,5 \cdot 0,04) + 0,188(0,561 + 0,2 + 1,5) + 0,2 \cdot 0,3(0,5 \cdot 0,2 + 1,5)] / 0,743 = 1,043 \text{ м;}$$

$$y_{sh} = 1,5 + 0,2 + 0,98 - 1,043 = 1,637 \text{ м;}$$

$$I_{sh} = 0,1079 + 0,495(1,043-0,493)^2 + 0,0189 + 0,188(1,637-0,419)^2 + 0,3 \cdot 0,2^3/12 + 0,3 \cdot 0,2(1,637-0,98-0,5 \cdot 0,2)^2 = 0,5743 \text{ м}^4.$$

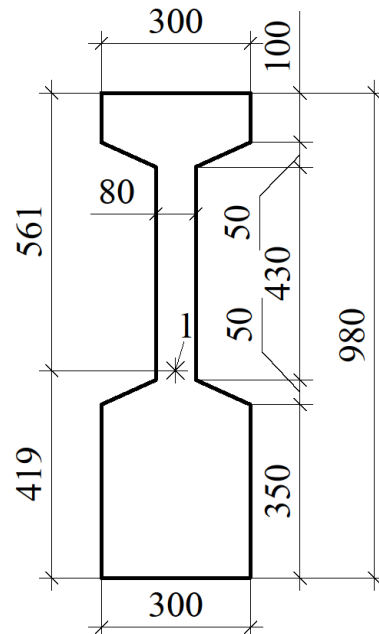


Рис. 7. Сечение бортовой балки на расстоянии 4,5 м от ее торца:
1 – центр тяжести сечения

Главные растягивающие напряжения в плите определяем по аналогии с расчетом плиты торцевой панели (п. 4.3.1) по формуле (4). Центр тяжести сечения всей оболочки имеет ординату $y_0 = 1043 - 0,5 \cdot 40 = 1023$ мм, а значения $y_1 \dots y_5$ равны (рис. 8):

$$\begin{aligned} y_1 &= 1,480 - 1,023 = 0,457 \text{ м}; \\ y_2 &= -(0,662 - 0,457) = -0,205 \text{ м}; \\ y_3 &= -(1,137 - 0,457) = -0,680 \text{ м}; \\ y_4 &= -(1,411 - 0,457) = -0,954 \text{ м}; \\ y_5 &= -(1,480 - 0,457) = -1,023 \text{ м}. \end{aligned}$$

Вычисление главных растягивающих напряжений σ_{pr} сводим в табл. 3. При этом параметры α_i , $\sin \alpha_i$, $\cos \alpha_i$, A_i , f_i , z_i имеют те же значения, что и в плите торцевой панели и берутся из табл. 2. В качестве примера приведем определение остальных параметров для точки 1:

$$\begin{aligned} S_1 &= 0,495(1,043 - 0,5) = 0,269 \text{ м}^3; \\ \tau_x &= 643,9 \cdot 0,269 / (0,5743 \cdot 2 \cdot 0,04 \cdot 10^3) = 3,77 \text{ МПа}; \\ 0,5\sigma_x &= 0,5 \cdot 3335,5 \cdot 0,457 / (0,5743 \cdot 10^3) = 1,33 \text{ МПа}; \\ \sigma_{pr} &= 1,33 + \sqrt{1,33^2 + 3,77^2} = 5,33 \text{ МПа}. \end{aligned}$$

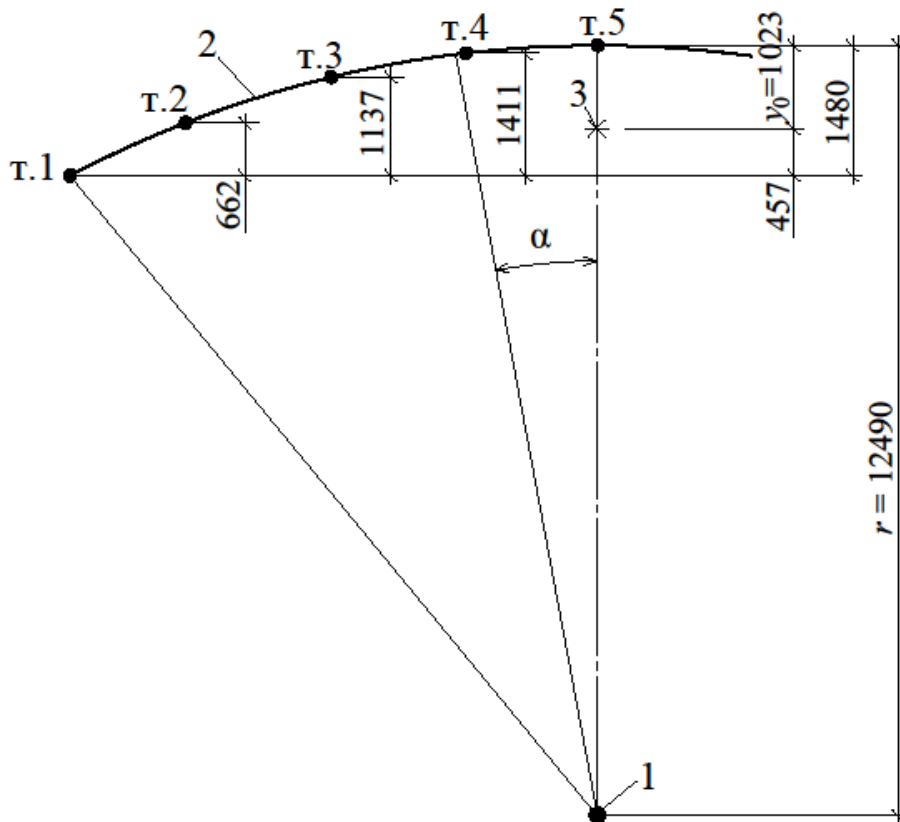


Рис. 8. К расчету криволинейной плиты второй от торца панели:
1 – центр дуги оболочки; 2 – ось плиты; 3 – центр тяжести всей оболочки

Параметры для остальных точек оси плиты вычисляются аналогично. Анализ табл. 3 показывает, что в точках 1...3 сечения плиты значения σ_{pr} превышают $R_{bt} = 0,95$ МПа. Поэтому для подбора арматуры плиты по формуле (5) вычисляем усилия N_{45} . Предварительно по формулам (6) и (7) находим усилия $0,5N_x$ и $Q_{sf,\alpha}$ соответственно:

$$0,5N_x = (0,5 \cdot 3335,5 \cdot 0,04 / 0,5743) y_i = 116,16 y_i, \text{ кН/м,}$$

где значения y_i вычислены выше и приведены в табл. 3;

$$\eta = (12,49 - 1,043) / 12,49 = 0,916;$$

$$Q_{sf,\alpha} = 643,9 \cdot 12,49^2 \cdot 0,04 (\sin \alpha - 0,916 \alpha) / 0,5743 = 6996 (\sin \alpha - 0,916 \alpha), \text{ кН/м.}$$

Вычисление усилий N_{45} сводим в табл. 4.

Таблица 3

Определение главных растягивающих напряжений
в плите второй от торца панели

Параметр	Точки поперечного сечения плиты (рис. 8)				
	1	2	3	4	5
$S_i, \text{ м}^3$	0,269	0,282	0,227	0,125	0
$\tau_x, \text{ МПа}$	3,77	3,95	3,18	1,75	0
$y_i, \text{ м}$	0,457	-0,205	-0,680	-0,954	-1,023
$0,5\sigma_x, \text{ МПа}$	1,33	-0,60	-1,97	-2,77	-2,97
$\sigma_{pr}, \text{ МПа}$	5,33	3,40	1,77	0,51	0

Таблица 4

Определение усилий N_{45} в плите панелей

Панель	Номер точки	$y_i, \text{ м}$	$0,5N_x, \text{ кН/м}$	$Q_{sf,a}, \text{ кН/м}$	$N_{45}, \text{ кН/м}$
Торцевая	1	0,491	21,25	199,12	220,37
	2	-0,171	-7,40	218,50	211,10
	3	-0,646	-27,96	178,43	150,47
	4	-0,920	-39,82	99,53	59,71
	5	-0,989	-42,80	0	-42,80
Вторая от торца	1	0,457	53,09	150,97	204,06
	2	-0,205	-23,81	162,06	138,25
	3	-0,680	-78,99	131,16	52,17
	4	-0,954	-110,82	72,87	-37,95
	5	-1,023	-118,83	0	-118,83

4.3.3. Конструирование плит

Исходя из опыта применения длинных цилиндрических оболочек и результатов исследований, на арматуру можно передать не полное усилие N_{45} , а лишь 70% вычисленного выше. Остальная часть усилия воспринимается растянутым бетоном. Т.о., в точках 1, 2, 3 оси плиты второй от торца панели усилие N_s , которое должно восприниматься арматурой, соответственно составляет $N_{s1} = 0,7 \cdot 204,06 = 142,84 \text{ кН/м}$, $N_{s2} = 0,7 \cdot 138,25 = 96,78 \text{ кН/м}$, $N_{s3} = 0,7 \cdot 52,17 = 36,52 \text{ кН/м}$. Эпюра этих усилий дана на рис. 9, а.

Вторую от торца панель армируем основной сеткой, укладываемой по всей площади криволинейной плиты, и дополнительными сетками в

приопорных зонах. В соответствии с исходными данными класс арматуры основной сетки – Вр500, дополнительных сеток – А400 или Вр500.

Согласно п. 9.2.27 [1], продольная арматура, размещаемая в направлении ширины панели, в сжатой зоне оболочки (в точках 4 и 5 плиты) устанавливается конструктивно с шагом $S=150\dots250$ мм с площадью сечения не менее 0,2% сечения бетона (т.е. $A_s = 0,002 \cdot 1000 \cdot 40 = 80 \text{ мм}^2/\text{м}$), а арматура дополнительных сеток принимается диаметром 5...8 мм с шагом не более 200 мм.

Основную сетку принимаем из стержней $\text{Ø}5$ Вр500 с шагом $S = 200$ мм в обоих направлениях. В этом случае площадь продольных A_s и поперечных (т.е. размещаемых в направлении длины панели) стержней A_{sw} сетки составляет $A_s = A_{sw} = 98,2 \text{ мм}^2/\text{м}$ (определено по табл. П.2.1 Прил. 2 как для 5 стержней (количество стержней на 1 м при их шаге $S = 200$ мм) диаметром 5 мм).

Предварительно выполним проверку прочности сжатой части плиты на максимальное сжимающее усилие $N_{45} = 118,53 \text{ кН/м}$, действующее в точке 5 (табл. 4). Ее несущая способность на единицу длины $N = N_b + N_{sc} = R_b A_b + 0,5(A_s + A_{sw})R_{sc} = [13,05 \cdot 1000 \cdot 40 + 0,5(98,2 + 98,2)390]10^{-3} = 560,30 \text{ кН/м}$, где коэффициент «0,5» принимается согласно п. 9.2.28 [1]. Имеем $560,30 \text{ кН/м} > 118,53 \text{ кН/м}$, т.е. прочность сжатой зоны плиты оболочки обеспечена.

Несущая способность на растяжение основной сетки плиты составляет $N_s = 0,5(A_s + A_{sw})R_s = 0,5(98,2 + 98,2)415 \cdot 10^{-3} = 40,75 \text{ кН/м}$. На крайних участках плиты (точки 1, 2, 3) методом подбора устанавливаем дополнительную сетку с поперечной и продольной арматурой из стержней $\text{Ø}8$ А400 с шагом $S = 150$ мм в обоих направлениях. Длину поперечных стержней сетки назначаем такой, чтобы они перешли за точку 6, где они не требуются по расчету, на длину анкеровки, определяемую из условий:

$$\begin{cases} l_{an} = \lambda_{an} d_s; \\ l_{an} \geq 200 \text{ мм}, \end{cases} \quad (8)$$

где λ_{an} принимается по табл. П. 1.8 Прил. 1.

Для бетона панели В25 имеем $l_{an} = 34 \cdot 8 = 272 \text{ м} > 200 \text{ мм}$. Принимаем $l_{an} = 280 \text{ мм}$ (кратно 10 мм в большую сторону). Длина этих стержней определяется по масштабу рис. 9, а и составляет 3200 мм. Несущая способность арматуры на этом участке $N_s = 0,5A_s R_s + 40,75 = 0,5 \cdot 302 \cdot 350 \cdot 10^{-3} + 40,75 = 93,60 \text{ кН/м}$, где $A_s = 302 \text{ мм}^2$ как для 6 $\text{Ø}8$ А400 при шаге $S = 150$ мм.

Этой несущей способности на эпюре материалов соответствует точка 7. От этой точки до края панели на длине 1650 мм (определили в мас-

штабе рисунка) устанавливаем продольные стержни Ø8 А400 с шагом $S = 150$ мм и добавляем один шаг вправо за точку 7 для перекрытия эпюры. Т.о., общая длина участка установки этих стержней составит $1650 + 150 = 1800$ мм. Несущая способность арматуры основной и дополнительной сеток на этом участке плиты равна $N_s = 0,5 \cdot 302 \cdot 350 \cdot 10^{-3} + 93,60 = 146,45$ кН/м, что больше максимального усилия $N_{45} = 142,84$ кН/м, и, следовательно, прочность плиты второй от торца панели обеспечена.

Для плиты торцевой панели сохраняем тот же принцип армирования (основная и дополнительная сетки), и, кроме того, укладываем в угловых зонах косую арматуру (рис. 10, а, б). Значения усилий N_s , передаваемых на арматуру в точках 1, 2, 3, 4 оси плиты панели, соответственно составляют $N_{s1} = 0,7 \cdot 220,37 = 154,26$ кН/м, $N_{s2} = 0,7 \cdot 211,10 = 147,77$ кН/м, $N_{s3} = 0,7 \cdot 150,47 = 105,33$ кН/м, $N_{s4} = 0,7 \cdot 59,71 = 41,80$ кН/м. Эпюра этих усилий показана на рис. 10, а.

Основную сетку принимаем такую же, как и в плите второй от торца панели, т.е. из стержней Ø5 Вр500 с шагом $S = 200$ мм в обоих направлениях. Несущая способность арматуры сетки на растяжение подсчитана выше и составляет $N_s = 40,75$ кН/м.

От точки пересечения вычисленного значения эпюры материалов $N_s = 40,75$ кН/м с эпюрой усилий (точка б) укладываем дополнительную поперечную арматуру оболочки из стержней Ø6 А400 с шагом $S = 200$ мм и заводим стержни этой арматуры за указанную точку на длину анкеровки, вычисленную из условий (8): $l_{an} = 34 \cdot 6 = 204$ мм > 200 мм. Принимаем $l_{an} = 210$ мм. Полная длина этих стержней по дуге составляет 4930 мм (определили в масштабе рисунка). Несущая способность арматуры $N_s = 0,5 \cdot 141 \cdot 350 \cdot 10^{-3} + 40,75 = 65,43$ кН/м.

В точке пересечения этого значения N_s с эпюрой усилий (точка 7) добавляем продольную арматуру оболочки из стержней Ø8 А400 с шагом $S = 200$ мм с прибавлением одного шага вправо за точку 7. Общая длина участка установки этих стержней составляет 4200 мм, а несущая способность основной и дополнительной сеток равна $N_s = 0,5 \cdot 251 \cdot 350 \cdot 10^{-3} + 65,43 = 109,36$ кН/м.

Оставшуюся часть эпюры N_s перекрываем добавлением косой арматуры. Принимаем её из Ø6 А400 с шагом $S = 200$ мм и устанавливаем в угловой зоне, начиная с точки пересечения эпюры усилий с полученным значением $N_s = 109,36$ кН/м (точка 8). Несущая способность всей арматуры, установленной в угловой зоне плиты, равна $N_s = 141 \cdot 350 \cdot 10^{-3} + 109,36 = 158,71$ кН/м $> 154,26$ кН/м. Следует отметить, что коэффициент «0,5» к первому слагаемому последнего вычисления не вводится потому, что оно

соответствует косой арматуре, укладываемой по направлению действия усилия N_{45} .

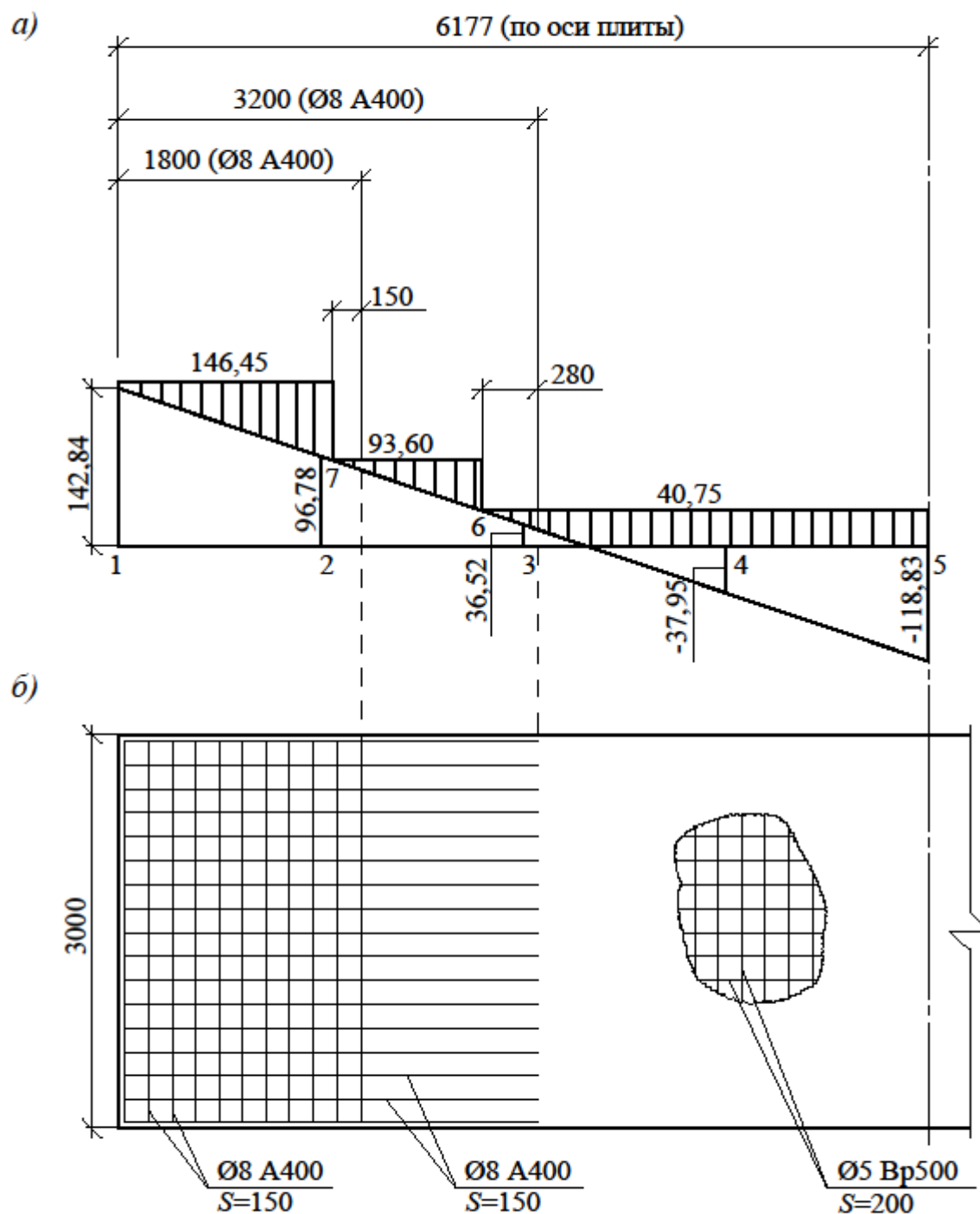


Рис. 9. К расчету армирования плиты второй от торца панели:
a – эпюра материалов (размерность усилий – кН/м);
б – схема армирования

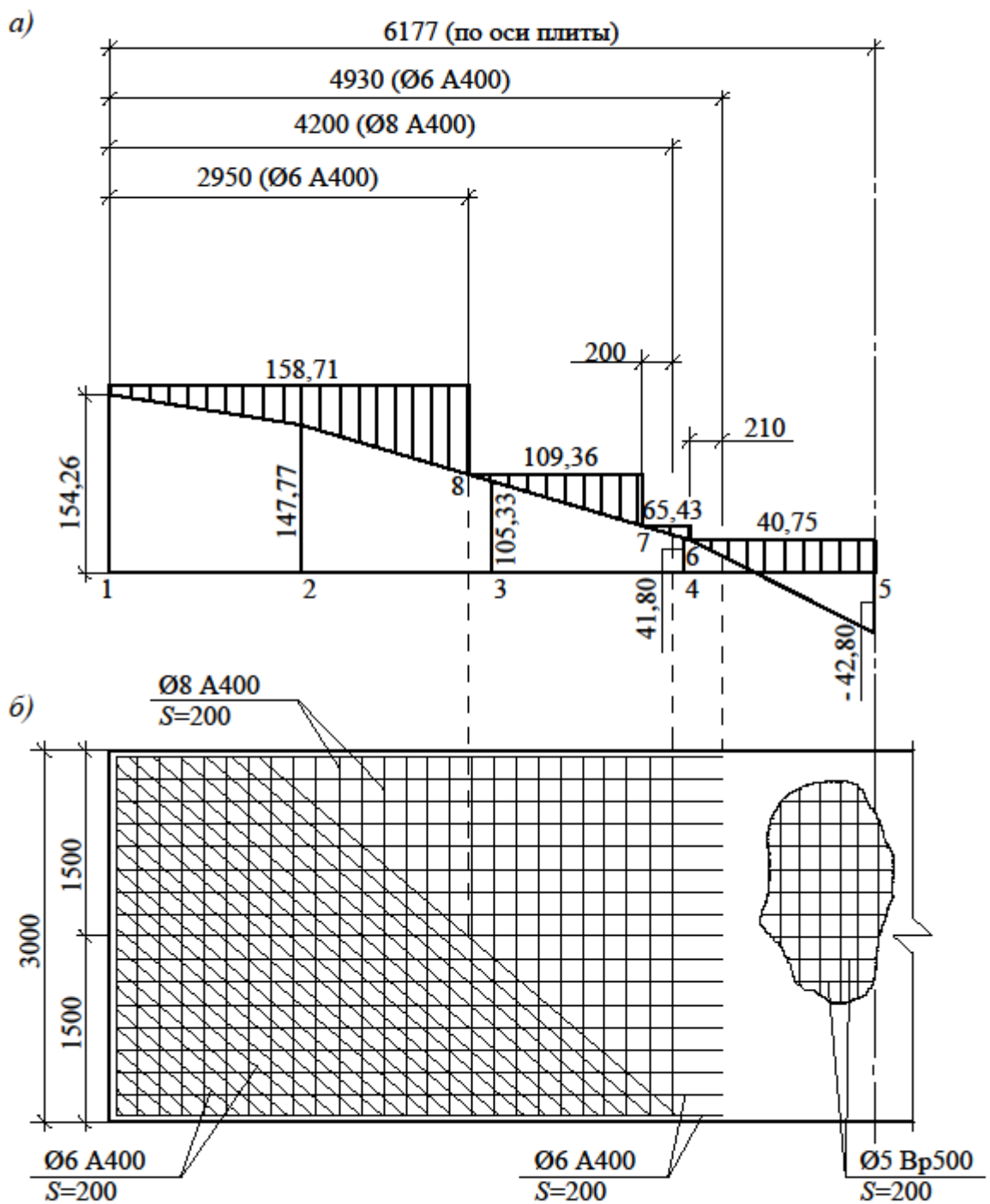


Рис. 10. К расчету армирования плиты торцевой панели:
a – эпюра материалов (размерность усилий – кН/м);
б – схема армирования

4.4. Расчет оболочки по образованию нормальных трещин в стадии эксплуатации

Для данного расчета необходимо учесть напряжения, возникающие в бортовой балке на всех этапах её работы, в т.ч. на всех этапах монтажа.

Для этого рассмотрим последовательность монтажа оболочки:

1) на несущие колонны устанавливаются бортовые элементы оболочки, работающие как балки пролетом $l_{01}=29,6$ м;

2) под каждую балку в точках на расстоянии $0,4l_{01}=0,4 \cdot 29,6=11,84$ м от обеих колонн для уменьшения монтажных усилий подводятся две временные промежуточные опоры в виде стоек;

3) по балкам укладываются криволинейные 12-метровые панели, после чего производится замоноличивание швов оболочки; на этом этапе балка еще работает по трехпролетной схеме, причем, панели в работе не участвуют, а представляют собой нагрузку на балку;

4) после набора необходимой прочности бетоном замоноличивания швов временные промежуточные опоры убираются, и оболочка включается в работу полным сечением.

Расчет оболочки по образованию нормальных трещин производим как для упругой стадии работы конструкции от действия постоянных и временных (длительных и кратковременных) нормативных нагрузок с коэффициентом надежности по ответственности здания $\gamma_n=1,0$ (как при расчете по II группе предельных состояний – см. п.10.3 [6]).

Согласно исходным данным и п. 4.2, бортовые балки изготавливаются из тяжелого бетона класса В40 ($R_{b,ser} = 29$ МПа, $R_{bt,ser} = 2,10$ МПа, $E_b = 36 \cdot 10^3$ МПа) и армируются 20 арматурными канатами класса К1600 диаметром 12 мм с общей площадью $A_{sp} = 1812$ мм² ($R_{s,n} = 1600$ МПа, $E_s = 1,95 \cdot 10^5$ МПа).

Предварительное напряжение σ_{sp} для канатов назначают не более $0,8 R_{s,n}$ (п. 9.1.1 [2]), поэтому принимаем $\sigma_{sp} = 0,8 \cdot 1600 = 1280$ МПа.

Передаточная прочность бетона назначается из условий п. 6.1.6 [3]:

$$R_{bp} \geq \begin{cases} 15 \text{ МПа;} \\ 0,5B \end{cases}$$

Принимаем $R_{bp} = 0,5 \cdot 40 = 20$ МПа > 15 МПа.

По [3] рассчитаем потери предварительного напряжения арматуры (способ её натяжения – механический на упоры формы – см. исходные данные).

1. Первые потери:

а) потери от релаксации напряжений арматуры

$$\Delta\sigma_{sp1} = (0,22 \sigma_{sp} / R_{s,n} - 0,1) \sigma_{sp} = (0,22 \cdot 1280 / 1600 - 0,1) 1280 = 97,28 \text{ МПа};$$

б) потери от температурного перепада $\Delta t = 65^\circ$

$$\Delta\sigma_{sp2} = 1,25\Delta t = 1,25 \cdot 65 = 81,25 \text{ МПа};$$

в) потери от деформации стальной формы

$$\Delta\sigma_{sp3} = 30 \text{ МПа};$$

г) потери от деформации анкеров натяжных устройств

$$\Delta\sigma_{sp4} = (\Delta l/l) E_s = [2/(3 \cdot 10^4)] 1,95 \cdot 10^5 = 13 \text{ МПа}.$$

Первые суммарные потери

$$\Delta\sigma_{sp(1)} = 97,28 + 81,25 + 30 + 13 = 221,53 \text{ МПа}.$$

2. Вторые потери:

а) от усадки бетона

$$\Delta\sigma_{sp5} = \varepsilon_{b,sh} E_s = 2,5 \cdot 10^{-4} \cdot 1,95 \cdot 10^5 = 48,75 \text{ МПа},$$

где деформации усадки $\varepsilon_{b,sh} = 2,5 \cdot 10^{-4}$ приняты по табл. П.1.5 Прил.1;

б) потери от ползучести бетона определяются по формуле:

$$\Delta\sigma_{sp6} = \frac{0,8\alpha\varphi_{b,cr}\sigma_{bp}}{1 + \alpha\mu_{sp} \left(1 + \frac{e_{op1}^2 A_{red}}{I_{red}}\right) (1 + 0,8\varphi_{b,cr})}, \quad (9)$$

где $\varphi_{b,cr} = 1,9$ – коэффициент ползучести бетона, принимаемый по табл. П.1.4 Прил. 1 в зависимости от влажности воздуха окружающей среды, равной 73% (см. исходные данные) и класса бетона балки;

$\alpha = E_s / E_b = 1,95 \cdot 10^5 / (36 \cdot 10^3) = 5,42$ – коэффициент приведения напрягаемой арматуры к бетону;

$\mu_{sp} = A_{sp} / A_{ed}$ – коэффициент армирования сечения балки;

σ_{bp} – напряжения в бетоне на уровне центра тяжести напрягаемой арматуры, вычисляемые по формуле:

$$\sigma_{bp} = \frac{P_{(1)}}{A_{red}} + \frac{P_{(1)}e_{op1}^2}{I_{red}} - \frac{M_g e_{op1}}{I_{red}}, \quad (10)$$

$P_{(1)}$ – усилие предварительного обжатия с учетом первых потерь, равное

$$P_{(1)} = A_{sp} (\sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp(1)}), \quad (11)$$

e_{op1} - эксцентриситет усилия $P_{(1)}$ относительно центра тяжести приведенного сечения элемента;

M_g - изгибающий момент от собственного веса балки;

A_{red} и I_{red} - площадь приведенного сечения балки и его момент инерции относительно центра тяжести приведенного сечения, определяемые соответственно по формулам:

$$A_{red} = A_{ed} + \alpha A_{sp}; \quad (12)$$

$$I_{red} = I + \alpha A_{sp} y_{sp}^2; \quad (13)$$

$$y_{sp} = y_{red} - a_p, \quad a_p = 175 \text{ мм (см. выше п.4.2 и рис. 3, б).}$$

Вычисляем геометрические характеристики приведенного сечения:

- по формуле (12):

$$A_{red} = 222000 + 5,42 \cdot 1812 = 222000 + 9821 = 231821 \text{ мм}^2;$$

$$S'_{red} = S'_{ed} + \alpha A_{sp} (h_{ed} - a_p) = 0,18015 \cdot 10^9 + 9821(1400 - 175) = 192,181 \cdot 10^6 \text{ мм}^3, \text{ где значение } S'_{ed} = 0,18015 \cdot 10^9 \text{ мм}^3 \text{ было найдено выше в п. 3;}$$

$$y'_{red} = S'_{red} / A_{red} = 192,181 \cdot 10^6 / 231821 = 829 \text{ мм;}$$

$$y_{red} = h_{ed} - y'_{red} = 1400 - 829 = 571 \text{ мм;}$$

- по формуле (13):

$$I_{red} = 80 \cdot 1400^3 / 12 + 80 \cdot 1400(829 - 0,5 \cdot 1400)^2 + (300 - 80)100^3 / 12 + (300 - 80)100(1400 - 0,5 \cdot 100 - 571)^2 + 2[0,5(300 - 80)50^3 / 36 + 0,5(300 - 80)50 \cdot 0,5(829 - 100 - 50/3)^2] + (300 - 80)350^3 / 12 + (300 - 80)350(571 - 0,5 \cdot 350)^2 + 2[0,5(300 - 80)50^3 / 36 + 0,5(300 - 80)50 \cdot 0,5(571 - 350 - 50/3)^2] + 9821(571 - 175)^2 = 50948 \cdot 10^6 \text{ мм}^4.$$

Усилие предварительного обжатия $P_{(1)}$ с учетом первых потерь (формула (11)):

$$P_{(1)} = 1812(1280 - 221,53) = 1918 \cdot 10^3 \text{ Н;}$$

$$e_{op1} = y_{red} - a_p = 571 - 175 = 396 \text{ мм.}$$

Изгибающий момент от собственного веса балки:

$$M_g = g_n l_{01}^2 / 8 = 5 \cdot 29,6^2 / 8 = 547,6 \text{ кН} \cdot \text{м,}$$

где $g_n = 5 \text{ кН/м}$ – собственный погонный вес балки (см. исходные данные).

Напряжения в бетоне на уровне центра тяжести напрягаемой арматуры (формула (10)):

$$\sigma_{bp} = \frac{1918 \cdot 10^3}{231821} + \frac{1918 \cdot 10^3 \cdot 396^2}{50948 \cdot 10^6} - \frac{547,6 \cdot 10^6 \cdot 396}{50948 \cdot 10^6} = 8,27 + 5,90 - 4,25 = 9,92 \text{ МПа}$$

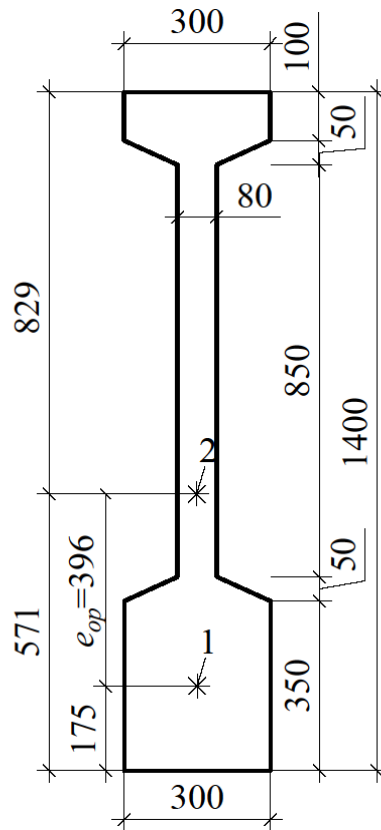


Рис. 11. Сечение бортовой балки в середине пролета:
 1 – центр тяжести напрягаемой арматуры;
 2 – центр тяжести приведенного сечения

Напряжения в бетоне на крайнем верхнем волокне:

$$\sigma_{bp} = \frac{P_{(1)}}{A_{red}} - \frac{P_{(1)}e_{op1}y'_{red}}{I_{red}} + \frac{M_g y'_{red}}{I_{red}} = \frac{1918 \cdot 10^3}{231821} - \frac{1918 \cdot 10^3 \cdot 396 \cdot 829}{50948 \cdot 10^6} + \frac{547,6 \cdot 10^6 \cdot 829}{50948 \cdot 10^6} = 8,27 - 12,36 + 8,91 = 4,82 \text{ МПа.}$$

Напряжения в бетоне на крайнем нижнем волокне:

$$\sigma_{bp} = \frac{P_{(1)}}{A_{red}} + \frac{P_{(1)}e_{op1}y_{red}}{I_{red}} - \frac{M_g y_{red}}{I_{red}} = \frac{1918 \cdot 10^3}{231821} + \frac{1918 \cdot 10^3 \cdot 396 \cdot 571}{50948 \cdot 10^6} - \frac{547,6 \cdot 10^6 \cdot 571}{50948 \cdot 10^6} = 8,27 + 8,51 - 6,14 = 10,64 \text{ МПа.}$$

Отношение $\sigma_{bp} / R_{bp} = 10,64/20 = 0,53 < 0,9$, т.е. требование п. 9.1.11 [3] удовлетворяется.

Найдем напряжения в бетоне в припорном сечении балки на расстоянии 1 м от её торца при минимальном значении M_g . Высота балки в этом сечении равна $h_{ed} = 800 + (1400 - 800) \cdot 1 / (0,5 \cdot 30) = 840$ мм, а толщина стенки – 120 мм. Сечение балки приведено на рис. 12.

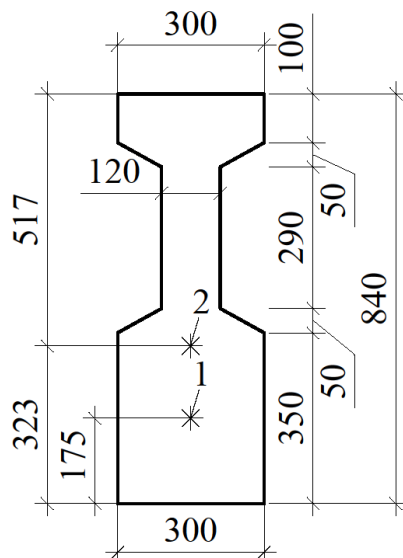


Рис. 12. Сечение бортовой балки на расстоянии 1 м от ее торца:
1 – центр тяжести напрягаемой арматуры;
2 – центр тяжести приведенного сечения

Определяем геометрические характеристики приведенного сечения:
- по формуле (12):

$$A_{red} = 120 \cdot 840 + (300 - 120)(100 + 350) + 0,5(300 - 120)50 \cdot 0,5 \cdot 4 + 9821 = 200621 \text{ мм}^2;$$

$$S'_{red} = 120 \cdot 840 \cdot 0,5 \cdot 840 + (300 - 120)100 \cdot 0,5 \cdot 100 + (300 - 120)350(840 - 0,5 \cdot 350) + (300 - 120)0,5 \cdot 50 \cdot 0,5 \cdot 2(100 + 50/3) + (300 - 120)0,5 \cdot 50 \cdot 0,5 \cdot 2(100 + 50 + 290 + 2 \cdot 50/3) + 9821(840 - 175) = 103,812 \cdot 10^6 \text{ мм}^3;$$

$$y'_{red} = 103,812 \cdot 10^6 / 200621 = 517 \text{ мм};$$

$$y_{red} = 840 - 517 = 323 \text{ мм};$$

- по формуле (13):

$$I_{red} = 120 \cdot 840^3 / 12 + 120 \cdot 840(517 - 0,5 \cdot 840)^2 + (300 - 120)100^3 / 12 + (300 - 120)100(840 - 0,5 \cdot 100 - 323)^2 + 2[0,5(300 - 120)50^3 / 36 + 0,5(300 - 120)50 \cdot 0,5(517 - 100 - 50/3)^2] + (300 - 120)350^3 / 12 + (300 - 120)350(323 - 0,5 \cdot 350)^2 + 2[0,5(300 - 120)50^3 / 36 + 0,5(300 - 120)50 \cdot 0,5(350 + 50/3 - 323)^2] + 9821(323 - 175)^2 = 15135 \cdot 10^6 \text{ мм}^4.$$

Момент от собственного веса балки на расстоянии $1 - 0,2 = 0,8$ м от точки её опирания:

$$M_g = 0,5g_n l_{01} \cdot 0,8 - 0,5g_n \cdot 0,8^2 = 0,5 \cdot 5 \cdot 29,6 \cdot 0,8 - 0,5 \cdot 5 \cdot 0,8^2 = 57,6 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Тогда напряжения в этом сечении на крайнем нижнем волокне

$$\sigma_{bp} = \frac{1918 \cdot 10^3}{200621} + \frac{1918 \cdot 10^3 (323 - 175) 323}{15135 \cdot 10^6} - \frac{57,6 \cdot 10^6 \cdot 323}{15135 \cdot 10^6} =$$

$$= 9,56 + 6,06 - 1,23 = 14,39 \text{ МПа}.$$

Отношение $\sigma_{bp} / R_{bp} = 14,39 / 20 = 0,7 < 0,9$, т.е. требование п.9.1.11 [3] удовлетворяется.

Определим потери от ползучести бетона в среднем сечении по длине балки (формула (9)):

$$\Delta\sigma_{sp6} = \frac{0,8 \cdot 5,42 \cdot 1,9 \cdot 9,92}{1 + 5,42 \cdot 0,00816 \left(1 + \frac{396^2 \cdot 231821}{50948 \cdot 10^6}\right) (1 + 0,8 \cdot 1,9)} = 68,62 \text{ МПа},$$

где $\mu_{sp} = A_{sp} / A_{ed} = 1812 / 222000 = 0,00816$.

Напряжения в напрягаемой арматуре с учетом всех потерь равны:

$$\sigma_{sp2} = \sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp(1)} - \Delta\sigma_{sp5} - \Delta\sigma_{sp6} = 1280 - 221,53 - 48,75 - 68,62 =$$

$$= 941,10 \text{ МПа}$$

Усилие обжатия с учетом всех потерь:

$$P = \sigma_{sp2} A_{sp} = 941,10 \cdot 1812 \cdot 10^{-3} = 1705,27 \text{ кН}$$

Для дальнейших расчетов необходимо построить эпюры изгибающих моментов в оболочке от различных воздействий. Эти эпюры представлены на рис. 17. Промежуточные значения моментов определены в следующих сечениях по длине оболочки: $x = 0$; $x = 0,2l_{01} = 0,2 \cdot 29,6 = 5,92 \text{ м}$; $x = 0,4 \cdot 29,6 = 11,84 \text{ м}$; $x = 0,5 \cdot 29,6 = 14,8 \text{ м}$.

Ниже приведены пояснения и расчеты, необходимые для построения указанных эпюр. Значения моментов и опорных реакций даны с округлением до целого числа.

1. Эпюра от собственного веса балки $g_n = \gamma_n \cdot 5 = 1 \cdot 5 = 5 \text{ кН/м}$ (рис. 17, а):

$$x = 0 \quad M = 0;$$

$$x = 5,92 \text{ м} \quad M = 0,5g_n l_{01} x - 0,5g_n x^2 = 0,5 \cdot 5 \cdot 29,6 \cdot 5,92 - 0,5 \cdot 5 \cdot 5,92^2 =$$

$$= 351 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$x = 11,84 \text{ м} \quad M = 0,5 \cdot 5 \cdot 29,6 \cdot 11,84 - 0,5 \cdot 5 \cdot 11,84^2 = 526 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$x = 14,8 \text{ м} \quad M = g_n l_{01}^2 / 8 = 5 \cdot 29,6^2 / 8 = 548 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Опорная реакция $R = 0,5g_n l_{01} = 0,5 \cdot 5 \cdot 29,6 = 74 \text{ кН}$.

2. Эпюра от предварительного натяжения арматуры усилием $P=1705,27$ кН (рис. 17, б):

$$x = 0 \quad M = -P(y_{red} - a_p) = -1705,27(323-175)10^{-3} = -252 \text{ кН}\cdot\text{м},$$

где значение $y_{red} = 323$ мм с незначительной погрешностью принято таким же, как и на расстоянии 1 м от торца балки (рис. 12);

$$x = 14,8 \text{ м} \quad M = -1705,27(571-175)10^{-3} = -675 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Чтобы определить изгибающие моменты в сечениях $x = 5,92$ м и $x = 11,84$ м, надо в этих сечениях вычислить параметр y_{red} .

Сечение $x = 5,92$ м. Ему соответствует расстояние от торца балки, равное $5,92+0,2 = 6,12$ м (рис. 13).

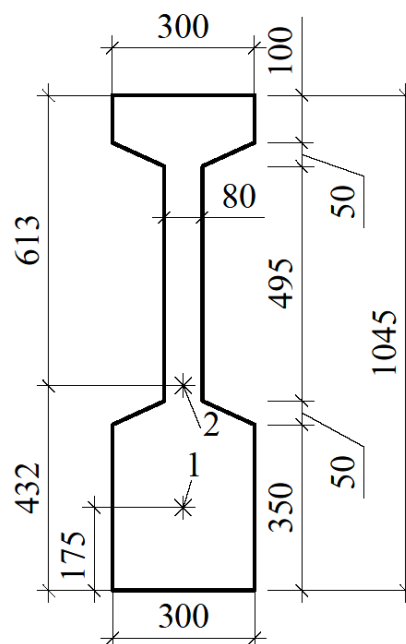


Рис. 13. Сечение бортовой балки на расстоянии 6,12 м от ее торца:
1 – центр тяжести напрягаемой арматуры;
2 – центр тяжести приведенного сечения

$$h_{ed} = 800 + (1400 - 800)6,12 / (0,5 \cdot 30) = 1045 \text{ мм};$$

$$A_{red} = 80 \cdot 1045 + (300 - 80)(100 + 350) + 0,5(300 - 80)50 \cdot 0,5 \cdot 4 + 9821 = 203421 \text{ мм}^2;$$

$$S'_{red} = 80 \cdot 1045 \cdot 0,5 \cdot 1045 + (300 - 80)100 \cdot 0,5 \cdot 100 + (300 - 80)350(1045 - 0,5 \cdot 350) + (300 - 80)0,5 \cdot 50 \cdot 0,5 \cdot 2(100 + 50/3) + (300 - 80)0,5 \cdot 50 \cdot 0,5 \cdot 2(100 + 50 + 495 + 2 \cdot 50/3) + 9821(1045 - 175) = 124,688 \cdot 10^6 \text{ мм}^3;$$

$$y'_{red} = 124,688 \cdot 10^6 / 203421 = 613 \text{ мм};$$

$$y_{red} = 1045 - 613 = 432 \text{ мм}.$$

Сечение $x = 11,84$ м. Ему соответствует расстояние от торца балки $11,84+0,2 = 12,04$ м (рис. 14).

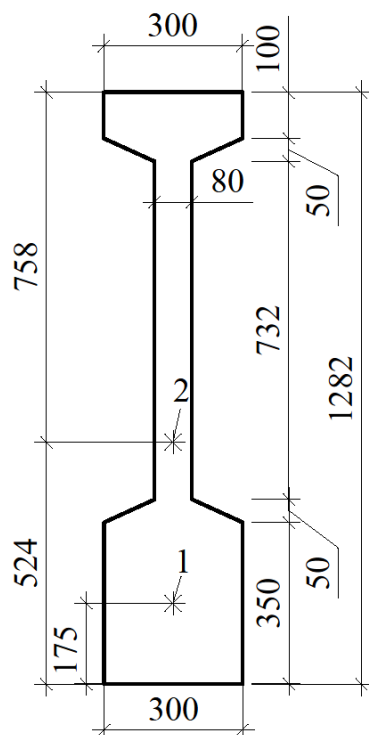


Рис. 14. Сечение бортовой балки на расстоянии 12,04 м от ее торца:
1 – центр тяжести напрягаемой арматуры;
2 – центр тяжести приведенного сечения

$$h_{ed} = 800 + (1400 - 800)12,04 / (0,5 \cdot 30) = 1282 \text{ мм};$$

$$A_{red} = 80 \cdot 1282 + (300 - 80)(100 + 350) + 0,5(300 - 80)50 \cdot 0,5 \cdot 4 + 9821 =$$

$$= 222381 \text{ мм}^2;$$

$$S'_{red} = 80 \cdot 1282 \cdot 0,5 \cdot 1282 + (300 - 80)100 \cdot 0,5 \cdot 100 + (300 - 80)350(1282 -$$

$$- 0,5 \cdot 350) + (300 - 80)0,5 \cdot 50 \cdot 0,5 \cdot 2(100 + 50/3) + (300 - 80)0,5 \cdot 50 \cdot 0,5 \cdot 2(100 +$$

$$+ 50 + 732 + 2 \cdot 50/3) + 9821(1282 - 175) = 168,628 \cdot 10^6 \text{ мм}^3;$$

$$y'_{red} = 168,628 \cdot 10^6 / 222381 = 758 \text{ мм};$$

$$y_{red} = 1282 - 758 = 524 \text{ мм}.$$

Определяем изгибающие моменты:

$$x = 5,92 \text{ м} \quad M = -1705,27(432 - 175)10^{-3} = -438 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$x = 11,84 \text{ м} \quad M = -1705,27(524 - 175)10^{-3} = -595 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

3. Эпюра от массы незамоноличенных панелей с собственным весом $g_n = \gamma_n \cdot 2,083 = 1 \cdot 2,083 = 2,083 \text{ кН/м}^2$ (см. исходные данные) (рис. 17, в). Нормативная погонная нагрузка составляет $g_n = 2,083l_2 = 2,083 \cdot 12 = 25 \text{ кН/м}$.

Эпюра моментов строится на основе применения метода сил для симметричной системы. Заданная система приведена на рис. 15, а, а основная система с группировкой неизвестных – на рис. 15, б. Вследствие

симметричности системы имеем $X_2 = 0$, а каноническое уравнение метода сил принимает вид:

$$\delta_{11}X_1 + \Delta_{1p} = 0 \quad (14)$$

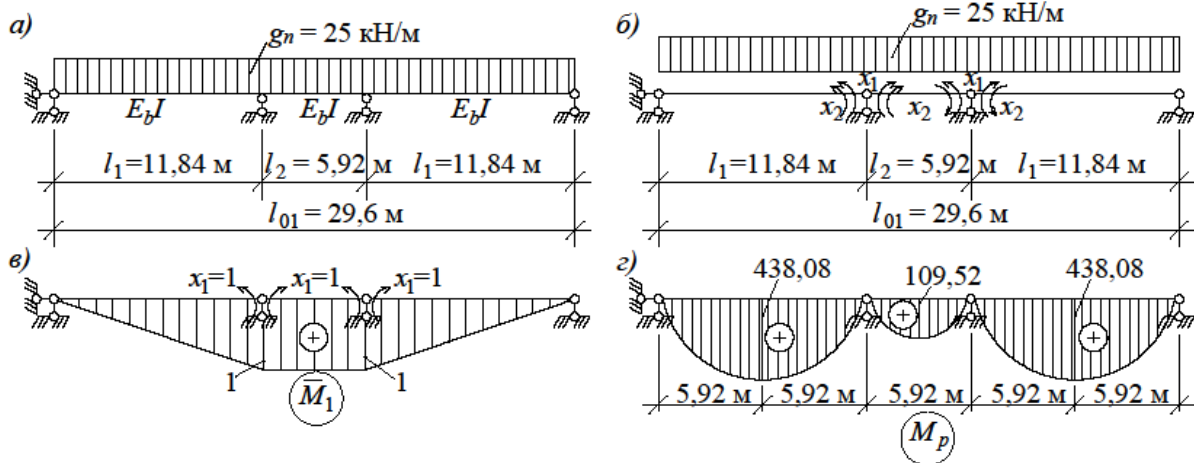


Рис. 15. К расчету системы методом сил:
 а – заданная система; б – основная система; в – эпюра моментов \overline{M}_1 ;
 г – эпюра моментов M_p (размерность моментов - кН·м)

Эпюры моментов \overline{M}_1 и M_p показаны на рис. 15, в и 15, г соответственно. Значения моментов на эпюре M_p определяются следующим образом:

$$M_{l_1} = g_n l_1^2 / 8 = 25 \cdot 11,84^2 / 8 = 438,08 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{l_2} = g_n l_2^2 / 8 = 25 \cdot 5,92^2 / 8 = 109,52 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Коэффициенты δ_{11} и Δ_{1p} вычисляем по правилу Верещагина перемножением эпюр:

$$\delta_{11} = \sum \int \frac{\overline{M}_1^2 dx}{E_b I} = \frac{1}{2} \cdot 1 \cdot 11,84 \cdot \frac{2}{3} \cdot 1 \cdot \frac{1}{E_b I} \cdot 2 + 1 \cdot 5,92 \cdot 1 \cdot \frac{1}{E_b I} = \frac{13,813}{E_b I};$$

$$\Delta_{1p} = \sum \int \frac{M_p \overline{M}_1 dx}{E_b I} = \frac{11,84}{6E_b I} \cdot 4 \cdot 438,08 \cdot 0,5 \cdot 2 + \frac{5,92}{6E_b I} \cdot 4 \cdot 109,52 \cdot 1 = \frac{3890,15}{E_b I}.$$

Подставив найденные коэффициенты в уравнение (14), получим:

$$\frac{13,813}{E_b I} X_1 + \frac{3890,15}{E_b I} = 0,$$

откуда $X_1 = -3890,15/13,813 = -281,63$ кН.

Окончательную эпюру моментов (рис. 16) строим по формуле:

$$M = \overline{M}_1 X_1 + M_p \quad (15)$$

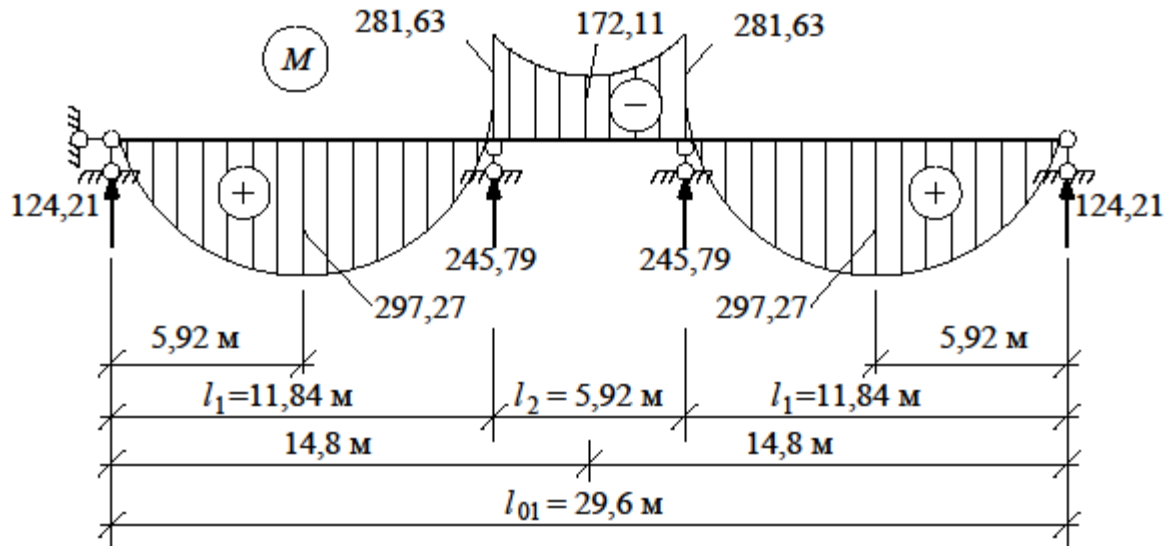


Рис. 16. Окончательная эпюра моментов M
(размерность моментов – кН·м, опорных реакций – кН)

Значения моментов на расстоянии 5,92 м от крайних опор равны

$$M = 438,08 - 0,5 \cdot 281,63 = 297,27 \text{ кН}\cdot\text{м},$$

а в середине балки

$$M = -281,63 + 109,52 = -172,11 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

Для проверки правильности построения окончательной эпюры моментов выполним кинематическую проверку:

$$\sum \int \frac{M \overline{M}_1 dx}{E_b I} = \frac{11,84}{6 E_b I} (4 \cdot 297,27 \cdot 0,5 - 281,63 \cdot 1) + \frac{5,92}{6 E_b I} (-281,63 \cdot 1 - 4 \cdot 172,11 \cdot 1 - 281,63 \cdot 1) = \frac{1}{E_b I} (1234,95 - 1235,01) \approx 0.$$

Т.о., окончательная эпюра моментов построена верно. Определяем опорные реакции. На крайних опорах:

$$R_1 = (0,5 g_n l_1^2 - M_{sup}) / l_1 = (0,5 \cdot 25 \cdot 11,84^2 - 281,63) / 11,84 = 124,21 \text{ кН},$$

на промежуточных опорах:

$$R_2 = g_n l_1 - R_1 + 0,5 g_n l_2 = 25 \cdot 11,84 - 124,21 + 0,5 \cdot 25 \cdot 5,92 = 245,79 \text{ кН}.$$

Выполним проверку правильности определения опорных реакций:

$$\sum Y = 2R_1 + 2R_2 - g_n(2l_1 + l_2) = 2 \cdot 124,21 + 2 \cdot 245,79 - 25(2 \cdot 11,84 + 5,92) = 0$$

4. Суммарная эпюра моментов по эпюрам *a*, *б*, *в* (рис. 17, *з*). Значения моментов равны:

$$\begin{aligned} x = 0 & \quad M = -252 \text{ кН}\cdot\text{м}; \\ x = 5,92 \text{ м} & \quad M = 351 - 438 + 297 = 210 \text{ кН}\cdot\text{м}; \\ x = 11,84 \text{ м} & \quad M = 526 - 595 - 282 = -351 \text{ кН}\cdot\text{м}; \\ x = 14,8 \text{ м} & \quad M = 548 - 675 - 172 = -299 \text{ кН}\cdot\text{м}. \end{aligned}$$

Опорные реакции:

$$\begin{aligned} x = 0 & \quad R = 74 + 124 = 198 \text{ кН}; \\ x = 11,84 \text{ м} & \quad R = 246 \text{ кН}. \end{aligned}$$

5. Эпюра от реакций временных опор величиной 246 кН, передаваемых на оболочку в момент снятия временных промежуточных стоек (рис. 17, *д*):

$$\begin{aligned} x = 0 & \quad M = 0; \\ x = 5,92 \text{ м} & \quad M = Rx = 246 \cdot 5,92 = 1456 \text{ кН}\cdot\text{м}; \\ x = 11,84 \text{ м} & \quad M = 246 \cdot 11,84 = 2913 \text{ кН}\cdot\text{м}; \\ 11,84 \text{ м} \leq x \leq 14,8 \text{ м} & \quad M = Rx - 246(x - 11,84) = 246x - 246x + 246 \cdot 11,84 = \\ & = 2913 \text{ кН}\cdot\text{м}. \end{aligned}$$

6. Эпюра от массы кровли и снега (табл. 1) $g_n = \gamma_n(g_{nk} + S_0)l_2 = 1(0,43 + 1,26)12 = 20,28 \text{ кН/м}$ (рис. 17, *е*):

$$\begin{aligned} x = 0 & \quad M = 0; \\ x = 5,92 \text{ м} & \quad M = 0,5g_n l_{01}x - 0,5g_n x^2 = 0,5 \cdot 20,28 \cdot 29,6 \cdot 5,92 - \\ & - 0,5 \cdot 20,28 \cdot 5,92^2 = 1421 \text{ кН}\cdot\text{м}; \\ x = 11,84 \text{ м} & \quad M = 0,5 \cdot 20,28 \cdot 29,6 \cdot 11,84 - 0,5 \cdot 20,28 \cdot 11,84^2 = 2132 \text{ кН}\cdot\text{м}; \\ x = 14,8 \text{ м} & \quad M = g_n l_{01}^2 / 8 = 20,28 \cdot 29,6^2 / 8 = 2221 \text{ кН}\cdot\text{м}. \end{aligned}$$

Опорная реакция $R = 0,5g_n l_{01} = 0,5 \cdot 20,28 \cdot 29,6 = 300 \text{ кН}$.

Для примера расчет оболочки по образованию нормальных трещин выполним в середине её пролета.

Вначале вычислим значения напряжений, возникающих в ней до замоноличивания от действия изгибающего момента $M = -299 \text{ кН}\cdot\text{м}$ и продольной силы $N = P = 1705 \text{ кН}$ (рис. 17, *з*). Геометрические характеристики приведенного сечения балки равны (см. выше п. 4.4): $A_{ed,red} = 231821 \text{ мм}^2$, $I_{ed,red} = 50948 \cdot 10^6 \text{ мм}^4$, $y'_{ed,red} = 829 \text{ мм}$, $y_{ed,red} = 571 \text{ мм}$.

a)

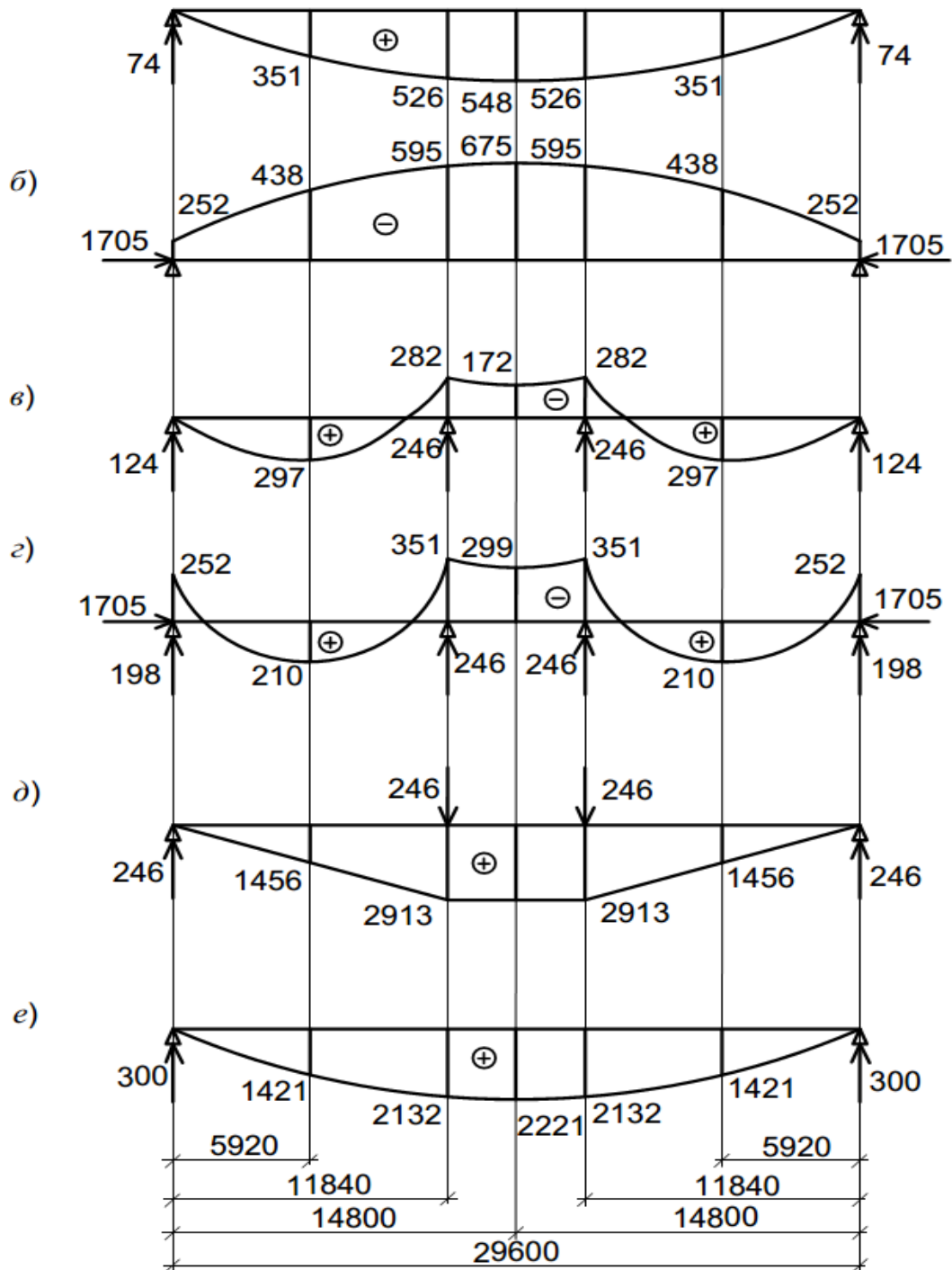


Рис. 17. Эпюры изгибающих моментов от нормативных нагрузок, действующих в бортовой балке до замоноличивания (эпюры *a-г*) и в замоноличенной оболочке (эпюры *д, е*): *a* - от собственного веса балки; *б* - от предварительного напряжения; *в* - от массы незамоноличенных панелей; *г* - суммарная по эпюрам *a...в*; *д* - при освобождении промежуточных опор; *е* - от массы кровли и снега (размерность моментов - кН·м, опорных реакций и усилия обжатия - кН)

Напряжения в бетоне крайнего верхнего волокна балки:

$$\sigma'_{ed} = \frac{N}{A_{ed,red}} + \frac{My'_{ed,red}}{I_{ed,red}} = -\frac{1705000}{231821} + \frac{299 \cdot 10^6 \cdot 829}{50948 \cdot 10^6} = -2,49 \text{ МПа.}$$

Здесь знак минус означает сжатие, а момент берется со знаком плюс, потому что от него на верхних волокнах возникает растяжение.

Напряжения в бетоне крайнего нижнего волокна балки:

$$\sigma_{ed} = \frac{N}{A_{ed,red}} - \frac{My_{ed,red}}{I_{ed,red}} = -\frac{1705000}{231821} - \frac{299 \cdot 10^6 \cdot 571}{50948 \cdot 10^6} = -10,71 \text{ МПа.}$$

Полученная эпюра напряжений приведена на рис. 18, а.

Теперь определяем значения напряжений в элементах оболочки после замоноличивания и снятия временных опор от действия изгибающего момента $M=2913+2221= 5134 \text{ кН}\cdot\text{м}$ (рис. 17, д, е). Для этого сначала находим параметры приведенного сечения оболочки в середине пролета:

$$A_{sh,red} = A_{sh} + \alpha A_{sp} = 777000 + 9821 = 786821 \text{ мм}^2;$$

$$y'_{sh,red} = S'_{sh,red} / A_{sh,red} = [0,495(0,493 + 0,5 \cdot 0,04) + 0,231821(0,829 + 0,2 + 1,5) + 0,2 \cdot 0,3(0,5 \cdot 0,2 + 1,5)] / 0,786821 = 1,190 \text{ м};$$

$$y_{sh,red} = (1,4 + 0,2 + 1,5) - 1,19 = 1,91 \text{ м};$$

$$I_{sh,red} = 0,1079 + 0,495(1,190 - 0,493)^2 + 0,050948 + 0,231821(1,91 - 0,571)^2 + 0,3 \cdot 0,2^3 / 12 + 0,3 \cdot 0,2(1,91 - 1,4 - 0,5 \cdot 0,2)^2 = 0,8252 \text{ м}^4.$$

Напряжения в бетоне крайнего верхнего волокна оболочки:

$$\sigma'_{sh} = \frac{My'_{sh,red}}{I_{sh,red}} = -\frac{5134 \cdot 10^6 \cdot 1190}{825,2 \cdot 10^9} = -7,40 \text{ МПа.}$$

То же, на уровне верхнего волокна балки

$$\sigma'_{ed} = \frac{5134 \cdot 10^6 (1910 - 1400)}{825,2 \cdot 10^9} = 3,17 \text{ МПа.}$$

То же, на уровне нижнего волокна оболочки

$$\sigma_{sh} = \frac{5134 \cdot 10^6 \cdot 1910}{825,2 \cdot 10^9} = 11,88 \text{ МПа.}$$

Эпюра напряжений в оболочке после замоноличивания приведена на рис. 18, б.

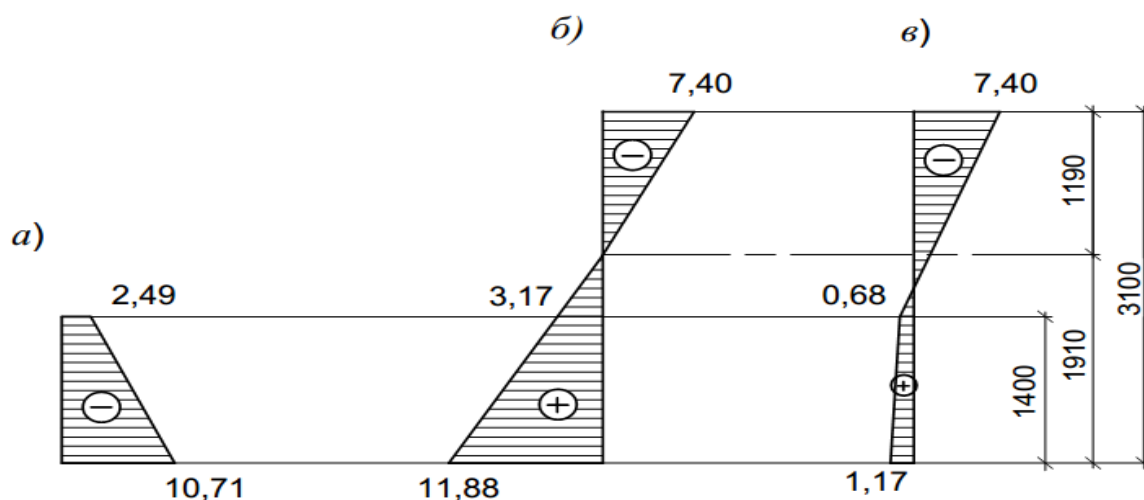


Рис. 18. Эпюры нормальных напряжений в сечении оболочки в середине пролета (размерность - МПа):
а-до замоноличивания; *б*-после замоноличивания; *в*-суммарная

Суммарная эпюра напряжений представлена на рис.18, *в*. Как видно из нее, образования нормальных трещин на нижней грани оболочки в зоне размещения напрягаемой арматуры не происходит, т.к. действующее здесь напряжение хотя и растягивающее величиной 1,17 МПа, но меньше сопротивления бетона балки растяжению $R_{bt,ser} = 2,1$ МПа.

Расчет по образованию нормальных трещин других сечений по длине оболочки производится аналогичным образом.

4.5. Расчет оболочки по деформациям

При расчете оболочки по деформациям учитываем действие постоянных, длительных временных и кратковременных нагрузок, а также обратный выгиб бортовой балки от действия предварительного обжатия и вследствие усадки и ползучести бетона. При этом принимаем во внимание установленный выше (см. п. 4.4.) порядок монтажа оболочки. Расчет выполняем для сечения в середине пролета на нормативные нагрузки с $\gamma_n = 1,0$ (п. 10.3 [6]) как для случая без образования нормальных трещин в растянутой зоне (см. п. 4.4.).

Кратковременная нагрузка на оболочку возникает от действия снега. Её величина равна $S_{0t} = \gamma_n (S_0 - S_{0l}) = 1 \cdot (1,26 - 0,882) = 0,378$ кН/м², где значения S_0 и S_{0l} см. в исходных данных (п. 2). Изгибающий момент и кривизна оси оболочки от непродолжительного действия этой нагрузки соответственно равны:

$$M_t = S_{0t} l_2 l_{01}^2 / 8 = 0,378 \cdot 12 \cdot 29,6^2 / 8 = 496,8 \text{ кН}\cdot\text{м},$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_1 = \frac{M_t}{0,85E_b I_{sh,red}} = \frac{496,8 \cdot 10^6}{0,85 \cdot 36 \cdot 10^3 \cdot 825,2 \cdot 10^9} = 0,02 \cdot 10^{-6} \text{ мм}^{-1}$$

Найдем момент внешних сил M_g . При наличии промежуточных опор эпюра моментов от собственного веса бортовой балки ($g_n = 5$ кН/м) будет по форме такой же, как эпюра от массы незамоноличенных панелей ($g_n = 25$ кН/м). Поэтому суммарный момент в середине пролета от этих двух нагрузок составит:

$$M = -172(5+25)/25 = -206,4 \text{ кН}\cdot\text{м},$$

где значение момента $M = -172$ кН·м взято с эпюры рис. 17, в.

Суммарный внешний момент от полной нагрузки получается добавлением к найденному значению изгибающих моментов по схемам «д» и «е» рис. 17:

$$M_g = 2913 + 2221 - 206,4 = 4927,6 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Изгибающий момент от постоянной и временных длительных нагрузок, прикладываемых к оболочке после замоноличивания и снятия временных опор, составит:

$$M_l = M_g - M_t = 4927,6 - 496,8 = 4430,8 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Кривизна оси оболочки от действия этого момента:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_2 = \frac{M_l}{E_{b\tau} I_{sh,red}} = \frac{M_l(1 + \varphi_{b,cr})}{E_b I_{sh,red}} = \frac{4430,8 \cdot 10^6(1 + 1,9)}{36 \cdot 10^3 \cdot 825,2 \cdot 10^9} = 0,433 \cdot 10^{-6} \text{ мм}^{-1},$$

где $E_{b\tau} = E_b / (1 + \varphi_{b,cr})$ – модуль деформации бетона при продолжительном действии нагрузки.

Для определения обратной кривизны, обусловленной выгибом бортовой балки под действием предварительного обжатия, возникающего до замоноличивания оболочки, рассмотрим эпюры изгибающих моментов, изображенные на рис. 17, а, б:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_3 = \frac{Pe_{op} - M_p}{E_{b,\tau} I_{ed,red}} = \frac{(675 - 548)10^6(1 + 1,9)}{36 \cdot 10^3 \cdot 50948 \cdot 10^6} = 0,201 \cdot 10^{-6} \text{ мм}^{-1}.$$

Для определения кривизны, обусловленной выгибом балки вследствие усадки и ползучести бетона от усилия предварительного обжатия, вычисляем соответствующие относительные деформации бетона на уровне центра тяжести растянутой напрягаемой арматуры ε_b и крайнего сжатого волокна ε'_b . Напряжения на этих уровнях были найдены ранее (см. п. 4.4.) и составили 9,92 МПа и 4,82 МПа соответственно. Потери предварительных

напряжений от усадки и ползучести бетона на уровне центра тяжести напрягаемой арматуры равны (см. п. 4.4.):

$$\Delta\sigma_{sp5} + \Delta\sigma_{sp6} = 48,75 + 68,62 = 117,37 \text{ МПа.}$$

Тогда

$$\varepsilon_b = (\Delta\sigma_{sp5} + \Delta\sigma_{sp6}) / E_s = 117,37 / (1,95 \cdot 10^5) = 0,602 \cdot 10^{-3}$$

На уровне крайнего сжатого волокна:

$$\begin{aligned} \Delta\sigma'_{sp5} &= \Delta\sigma_{sp5} = 48,75 \text{ МПа}; \quad \Delta\sigma'_{sp6} = \Delta\sigma_{sp6} \cdot 4,82/9,92 = 68,62 \cdot 4,82/9,92 = \\ &= 33,34 \text{ МПа}; \quad \Delta\sigma'_{sp5} + \Delta\sigma'_{sp6} = 48,75 + 33,34 = 82,09 \text{ МПа}; \\ \varepsilon'_b &= 82,09 / (1,95 \cdot 10^5) = 0,421 \cdot 10^{-3}. \end{aligned}$$

Кривизну балки вследствие усадки и ползучести от усилия предварительного обжатия находим, учитывая, что усадка и ползучесть бетона на момент монтажа проявятся еще не полностью. Условно принимаем их в размере 50%. Тогда

$$\left(\frac{1}{r}\right)_4 = \frac{\varepsilon_b - \varepsilon'_b}{h_{0,ed}} = \frac{0,602 - 0,421}{1400 - 175} 10^{-3} \cdot 0,5 = 0,074 \cdot 10^{-6} \text{ мм}^{-1}.$$

Кривизна от действия всех нагрузок:

$$\begin{aligned} \frac{1}{r} &= \left(\frac{1}{r}\right)_1 + \left(\frac{1}{r}\right)_2 - \left(\frac{1}{r}\right)_3 - \left(\frac{1}{r}\right)_4 = 0,02 + 0,433 - 0,201 - 0,074) 10^{-6} = \\ &= 0,178 \cdot 10^{-6} \text{ мм}^{-1}, \end{aligned}$$

в т.ч. от постоянных и временных длительных нагрузок:

$$\frac{1}{r} = \left(\frac{1}{r}\right)_2 - \left(\frac{1}{r}\right)_3 - \left(\frac{1}{r}\right)_4 = (0,433 - 0,201 - 0,074) 10^{-6} = 0,158 \cdot 10^{-6} \text{ мм}^{-1}.$$

Прогиб оболочки от действия всех нагрузок:

$$f = \frac{5}{48} l_{01}^2 \left(\frac{1}{r}\right) = \frac{5}{48} 29600^2 \cdot 0,178 \cdot 10^{-6} = 16,2 \text{ мм,}$$

в т.ч. от постоянных и временных длительных нагрузок:

$$f = \frac{5}{48} 29600^2 \cdot 0,158 \cdot 10^{-6} = 14,4 \text{ мм.}$$

Согласно п. 2 табл. Е1 [4], предельный прогиб от постоянных и временных длительных нагрузок составляет $f_u = l_{01} / 300 = 29600 / 300 = 98,7 \text{ мм}$.

Имеем $14,4 \text{ мм} < 98,7 \text{ мм}$. Т. о., оболочка обладает достаточной жесткостью.

5. РАСЧЕТ ОБОЛОЧКИ В ПОПЕРЕЧНОМ НАПРАВЛЕНИИ

Для расчета в поперечном направлении оболочки, нагруженной распределенной поверхностной нагрузкой постоянной интенсивности, необходимо рассмотреть условия равновесия полоски единичной ширины, вырезанной в любом сечении X по длине оболочки. Такая полоска представляет собой криволинейную плиту. Эту плиту можно рассчитать как круговую бесшарнирную арку пролетом l_2 . Внешняя нагрузка F , действующая на вырезанную полоску, уравнивается приращением поперечной силы или, что то же самое, приращением сдвигающих усилий Δq_{sf} (рис. 19, а). Зная закон изменения этих сдвигающих усилий по сечению оболочки, можно записать условия их равновесия, из которых определить поперечные изгибающие моменты и продольные силы, действующие в сечении вырезанной полоски.

Исследования показали, что сдвигающие усилия и их приращения, действующие на элементарную полоску оболочки, можно представить в виде эпюры постоянной напряженности по всему сечению оболочки (рис. 19, б). Такое допущение базируется на условии, что сжатая зона оболочки относительно мала, а именно $\theta'_b < 0,5\theta_1$ (рис. 4). Такая предпосылка позволяет условно представить сечение оболочки в виде двух продольных стержней - сжатого и растянутого. В сжатом стержне (поз. 4 на рис. 19, б) условно концентрируют всю площадь сжатой зоны бетона A_b и располагают его в центре тяжести этой зоны. В растянутом стержне (поз. 5 на рис. 19, б) условно сосредоточивают сечение всей напрягаемой арматуры A_{sp} , имеющейся в нижней зоне бортовой балки, и размещают его в центре тяжести площади сечения этой арматуры. При этом допущении величину интенсивности сдвигающих усилий q_{sf} можно определить как частное от деления поперечной силы Q_x в данном сечении на расстояние между центром тяжести арматуры A_{sp} и сжатого бетона. Таким же образом получим и интенсивность приращения сдвигающих усилий – путем деления приращения поперечной силы на плечо пары внутренних сил в сечении:

$$\Delta q_{sf} = \frac{\Delta Q_x}{z} = \frac{g\theta_1 r + S r \sin\theta_1 + g_{ed}}{h_{0,ed} + (1 - \cos\theta_1)r}, \quad (16)$$

где $g = \gamma_f g_n \gamma_n \cdot 1 + g_k \gamma_n \cdot 1 = 1,1 \cdot 2,083 \cdot 1 \cdot 1 + 0,56 \cdot 1 \cdot 1 = 2,85$ кН/м – расчетная погонная нагрузка от собственного веса панелей $g_n = 2,083$ кН/м² (см. исходные данные в п. 2) и кровли $g_k = 0,56$ кН/м² (табл. 1);

$S = 1,8 \cdot \gamma_n \cdot 1 = 1,8 \cdot 1 \cdot 1 = 1,8$ кН/м – то же, от снега (табл. 1);

$g_{ed} = \gamma_f g_{ed,n} \gamma_n \cdot 1 = 1,1 \cdot 5 \cdot 1 \cdot 1 = 5,5$ кН – то же, от собственного веса бортовой балки $g_n = 5$ кН/м (см. исходные данные);

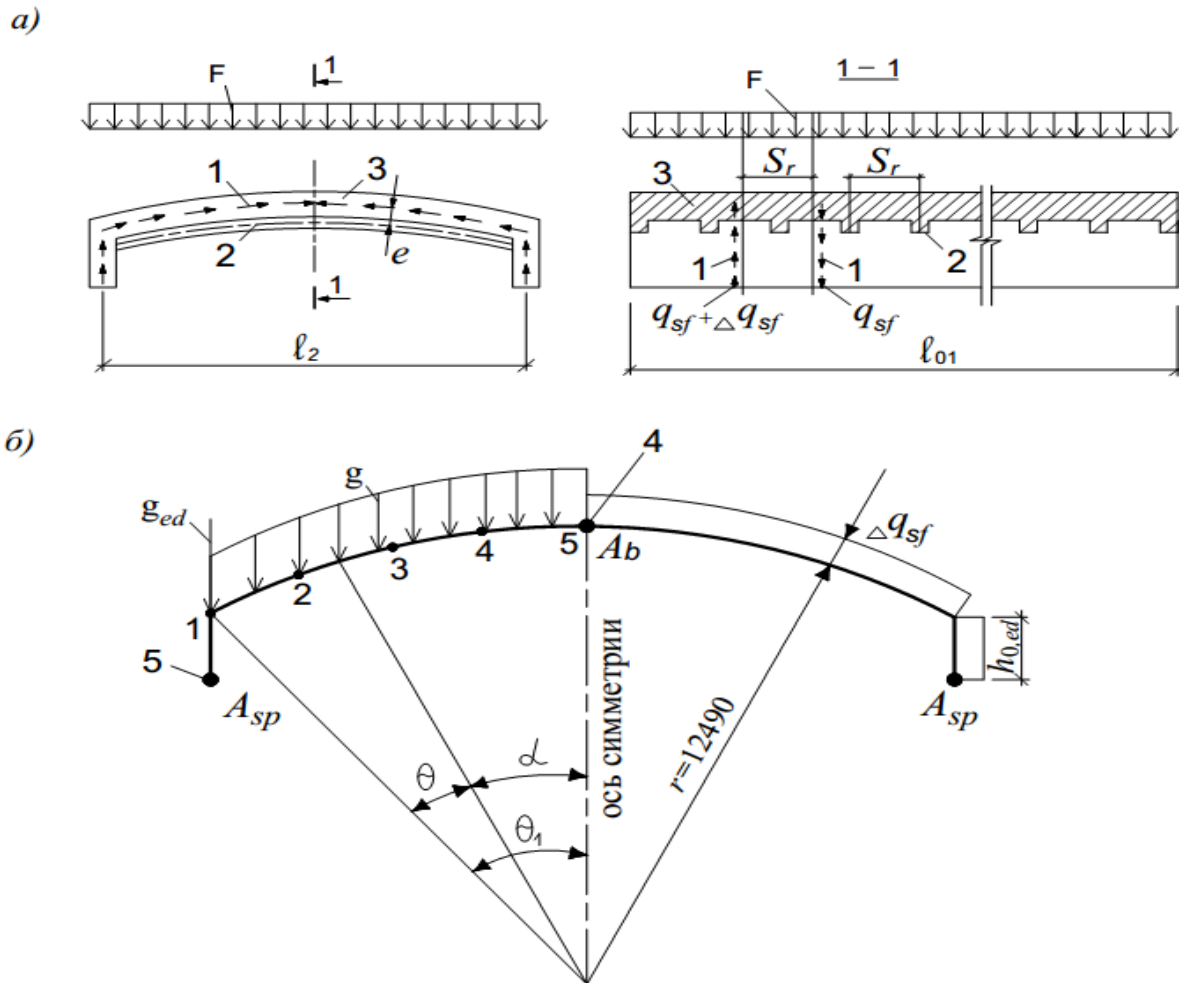


Рис. 19. К определению поперечных изгибающих моментов в одно-волновых длинных ребристых цилиндрических оболочках: *а* – нагрузки, действующие на оболочку, и действующие в ней сдвигающие усилия; *б* - схема нагрузки (слева) и эпюра приращения сдвигающих усилий (справа) в сечении, нормальном к продольной оси оболочки; 1- сдвигающие усилия; 2 – поперечные ребра оболочки; 3 – плита оболочки; 4 – сжатый стержень в расчетной схеме сечения оболочки; 5 - то же, растянутый

$\gamma_f = 1,1$ – коэффициент надежности по нагрузке для тяжелого бетона (табл. 7.1 [4]);

$\gamma_n = 1,0$ – коэффициент надежности по ответственности здания (см. исходные данные);

$\theta_1 = 28^\circ 20' 43''$ - центральный угол для половины дуги криволинейной части панели (рис. 21, *а*);

$r = 12,49$ м - радиус срединной поверхности оболочки (рис. 19, *б*);

$h_{0,ed} = h_{ed} + 0,2 - a_p = 1,4 + 0,2 - 0,175 = 1,425$ м - рабочая высота бортовой балки с учетом замоноличенного стыка посередине пролета оболочки.

Расчетная схема элементарной арки представлена на рис. 20, а, а схема приложения нагрузок – на рис. 21, а.

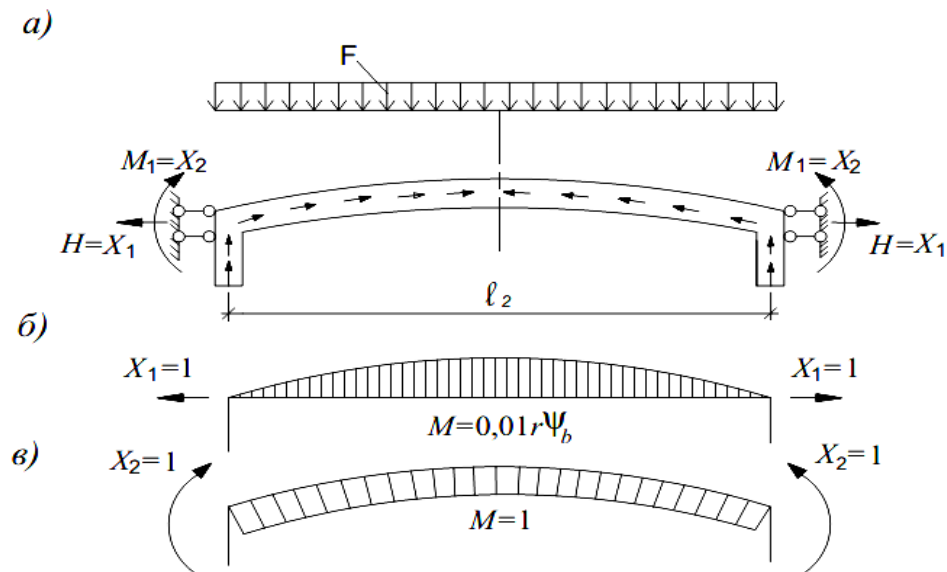


Рис. 20. К определению поперечных изгибающих моментов в средней волне длинной цилиндрической оболочки:
 а- расчетная схема; б- эпюра моментов от $X_1=1$; в- то же, от $X_2=1$

По формуле (16) имеем:

$$\Delta q_{sf} = \frac{2,85 \cdot 0,495 \cdot 12,49 + 1,8 \cdot 12,49 \cdot 0,475 + 5,5}{1,425 + (1 - 0,880) \cdot 12,49} = 11,56 \text{ кН/м.}$$

Бортовые балки средних волн оболочки будем условно считать не-смещающимися в горизонтальном направлении и неповорачивающимися вокруг горизонтальной оси. Тогда расчетная схема арки, представляющей собой полосу единичной ширины, будет иметь вид, приведенный на рис. 21, а, а задача определения усилий сведется к расчету дважды статически неопределимой системы. Решается такая задача методом сил, при этом система канонических уравнений имеет вид:

$$\begin{cases} \delta_{11}X_1 + \delta_{12}X_2 = -\Delta_{1p} ; \\ \delta_{21}X_1 + \delta_{22}X_2 = -\Delta_{2p}. \end{cases} \quad (17)$$

Коэффициенты при неизвестных и свободные члены уравнений (17) определяются по формулам:

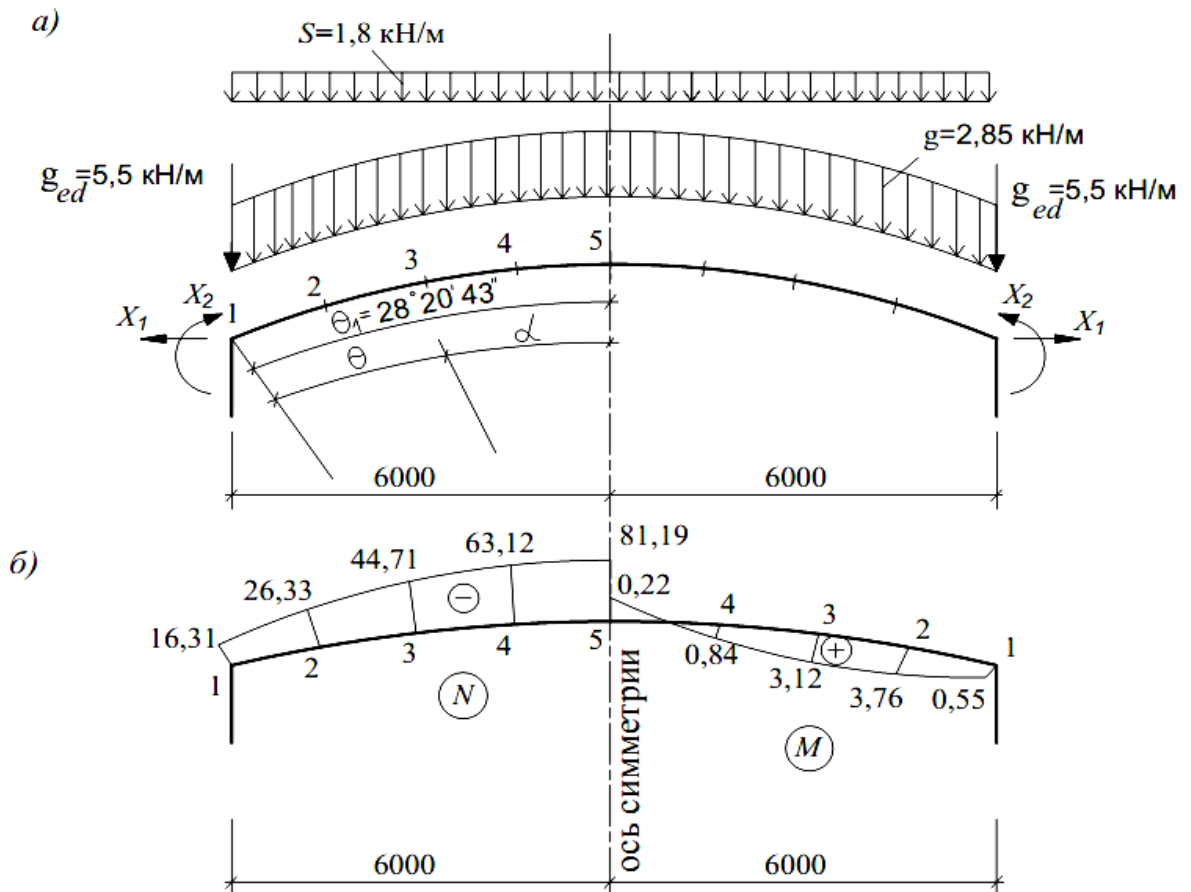


Рис. 21. К расчету средней волны длинной цилиндрической оболочки:
 а- расчетная схема; б- эпюра нормальных сил N (кН) и изгибающих моментов M (кН·м) на 1 м длины в сечении посередине пролета оболочки l_1

$$\delta_{11} = \frac{r^3}{10^4} C_1; \quad \delta_{12} = \delta_{21} = \frac{r^2}{10^2} C_5; \quad \delta_{22} = r\theta_1;$$

$$\Delta_{1p} = \frac{r^4}{10^4} \left[\Delta q_{sf} \left(\frac{h_{0,ed}}{r} C_2 + C_3 \right) - \left(\frac{g_{ed}}{r} C_2 + gC_7 + SC_8 \right) \right]; \quad (18)$$

$$\Delta_{2p} = \frac{r^3}{10^2} \left[\Delta q_{sf} \left(\frac{h_{0,ed}}{r} C_4 + C_6 \right) - \left(\frac{g_{ed}}{r} C_4 + gC_9 + SC_{10} \right) \right].$$

Величины коэффициентов C_i в формулах (18) для ряда значений θ_1 приведены в табл. П.3.1 Прил. 3. Для угла $\theta_1 = 28^\circ 20' 43'' = 0,495$ рад определяем их по интерполяции. Так,

$$C_1 = 35,506 + \frac{42,175 - 35,506}{0,506 - 0,489} (0,495 - 0,489) = 37,860.$$

Остальные коэффициенты определяем аналогично. Имеем: $C_2=115,390$; $C_3=2,782$; $C_4=11,506$; $C_5=3,944$; $C_6=0,248$; $C_7=21,086$; $C_8=19,601$; $C_9=1,948$; $C_{10}=1,908$.

По формулам (18) получаем:

$$\delta_{11} = \frac{12,49^3}{10^4} 37,860 = 7,377; \quad \delta_{12} = \delta_{21} = \frac{12,49^2}{10^2} 3,944 = 6,153;$$

$$\delta_{22} = 12,49 \cdot 0,495 = 6,183;$$

$$\Delta_{1p} = \frac{12,49^4}{10^4} \left[11,56 \left(\frac{1,425}{12,49} 115,390 + 2,782 \right) - \left(\frac{5,5}{12,49} 115,390 + 2,85 \cdot 21,086 + 1,8 \cdot 19,601 \right) \right] = 92,862;$$

$$\Delta_{2p} = \frac{12,49^3}{10^2} \left[11,56 \left(\frac{1,425}{12,49} 11,506 + 0,248 \right) - \left(\frac{5,5}{12,49} 11,506 + 2,85 \cdot 1,948 + 1,8 \cdot 1,908 \right) \right] = 77,423.$$

Найденные значения коэффициентов и свободных членов подставляем в канонические уравнения (17):

$$\begin{cases} 7,377X_1 + 6,153X_2 = -92,862; \\ 6,153X_1 + 6,183X_2 = -77,423. \end{cases}$$

В результате решения этих уравнений находим $X_1 = -12,612$ кН·м, $X_2 = 0,029$ кН·м.

Поперечные изгибающие моменты определяются из суммы моментов всех сил, взятых с одной стороны, относительно сечения с угловой координатой α по следующим формулам:

- для отдельно стоящей одноволновой оболочки

$$M = \frac{r^2}{10^2} \left[\Delta q_{sf} \left(\frac{h_{0,ed}}{r} \Psi_a + \Psi_1 \right) - \left(\frac{q_{ed}}{r} \Psi_a + g\Psi_0 + S\Psi_c \right) \right] \pm Ne \quad (19)$$

- для средней волны многоволновой оболочки

$$M_{mt} = M_1 + X_1 \cdot 0,01r\Psi_b + X_2 \pm Ne, \quad (20)$$

где M_1 принимается по формуле (19), но без последнего члена.

В формуле (19) первый член в квадратных скобках, умноженный на множитель перед ними, представляет собой изгибающий момент от приращения сдвигающих сил Δq_{sf} , а второй – от внешней нагрузки; N – продольное усилие на единицу длины оболочки; e – расстояние между серединой сечения плиты оболочки и центром тяжести таврового сечения ребристой оболочки (рис. 19, а). В гладких оболочках $e = 0$. В ребристых обо-

лочках при расположении ребер под плитой перед последним членом уравнений (19) и (20) ставится знак минус. Положительному значению моментов соответствует растяжение нижней поверхности плиты оболочки, а положительному значению продольных усилий - растяжение.

Коэффициенты Ψ_i в формулах (19) и (20) определяются по следующим выражениям: $\Psi_a = (\sin\theta_1 - \sin\alpha)100$; $\Psi_b = \epsilon \sin\alpha - \epsilon \sin\theta$; $\Psi_c = (\sin\theta_1 - \sin\alpha)^2 50$; $\Psi_1 = (\theta - \sin\theta)100$; $\Psi_0 = (\cos\alpha - \theta\sin\alpha - \cos\theta_1)100$, где углы α , θ , θ_1 показаны на рис. 21, а. Величины коэффициентов Ψ_i для ряда значений этих углов (в пяти точках поперечного сечения) даны в табл. П.3.2 Прил. 3.

Продольная сила в плите в месте пересечения с бортовой балкой (точка 1 на рис. 21, а) вычисляется по формуле:

$$N_1 = (g_{ed} - \Delta q_{sf} h_{0,ed}) \sin\theta_1 + X_1 \cos\theta_1. \quad (21)$$

В других точках плиты она равна:

$$N_i = (g_{ed} + gr\theta_1 + 0,01Sr\Psi_a) \sin\alpha - \Delta q_{sf} (h_{0,ed} \sin\alpha + r \sin\theta) + X_1 \cos\alpha. \quad (22)$$

Для нахождения значений продольных сил и изгибающих моментов определяем некоторые геометрические характеристики сечения оболочки посередине пролета l_1 и записываем их в табл. 5.

Таблица 5

Геометрические характеристики сечения оболочки посередине пролета l_1

Параметр	Точки поперечного сечения (рис. 21, а)				
	1	2	3	4	5
θ , град (рад)	0 (0)	7°5'10" (0,124)	14°10'21" (0,247)	21°15'32" (0,371)	28°20'43" (0,495)
$\sin\theta$	0	0,124	0,245	0,363	0,475
$\cos\theta$	1	0,992	0,970	0,932	0,880
α , град (рад)	28°20'43" (0,495)	21°15'32" (0,371)	14°10'21" (0,247)	7°5'10" (0,124)	0 (0)
$\sin\alpha$	0,475	0,363	0,245	0,124	0
$\cos\alpha$	0,880	0,932	0,970	0,992	1
Ψ_a	0	11,221	22,998	35,149	47,488
Ψ_b	0	5,189	8,953	11,235	11,999
Ψ_c	0	0,630	2,645	6,179	11,278
Ψ_1	0	0,032	0,252	0,847	1,997
Ψ_0	0	0,701	2,892	6,654	11,999

Примечание. Значения коэффициентов Ψ_i определяются по табл. П.3.2 Прил. 3 по интерполяции для угла $\theta_1 = 28^\circ 20' 43'' = 0,495$ рад.

Продольная сила в точке 1 (формула (21)):

$$N_1 = (5,5 - 11,56 \cdot 1,425) \cdot 0,475 - 12,612 \cdot 0,880 = -16,31 \text{ кН.}$$

В остальных точках поперечного сечения плиты (формула (22)):

$$N_i = (5,5 + 2,85 \cdot 12,49 \cdot 0,495 + 0,01 \cdot 1,8 \cdot 12,49 \Psi_a) \sin \alpha - 11,56(1,425 \sin \alpha + 12,49 \sin \theta) - 12,612 \cos \alpha = (23,120 + 0,225 \Psi_a) \sin \alpha - 16,473 \sin \alpha - 144,384 \sin \theta - 12,612 \cos \alpha = (6,647 + 0,225 \Psi_a) \sin \alpha - 144,384 \sin \theta - 12,612 \cos \alpha.$$

Например, в точке 2:

$$N_2 = (6,647 + 0,225 \cdot 11,221) \cdot 0,363 - 144,384 \cdot 0,124 - 12,612 \cdot 0,932 = -26,33 \text{ кН.}$$

В остальных точках значения N вычисляются аналогично. Полученная эпюра продольных сил приведена на рис. 21, б.

Изгибающий момент в точке 1 находим по формуле (20), при этом первое и второе слагаемые обращаются в ноль (т. к. все коэффициенты $\Psi_i = 0$):

$$M_{mt,1} = X_2 - N_1 e = 0,029 + 16,31 \cdot 0,032 = 0,55 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Здесь эксцентриситет продольной силы при толщине плиты $t_{cur,pl} = 40$ мм принят $e = 32$ мм. При $t_{cur,pl} = 30$ мм следует принимать $e = 27$ мм, при $t_{cur,pl} = 35$ мм – $e = 30$ мм, при $t_{cur,pl} = 45$ мм – $e = 35$ мм.

Для вычисления изгибающих моментов $M_{mt,i}$ в остальных точках плиты по формуле (20) необходимо сначала определить значения моментов $M_{1,i}$, которые находятся по формуле (19), но без последнего члена.

Например, в точке 2:

$$M_{1,2} = \frac{12,49^2}{10^2} \left[11,56 \left(\frac{1,425}{12,49} \Psi_a + \Psi_1 \right) - \left(\frac{5,5}{12,49} \Psi_a + 2,85 \Psi_0 + 1,8 \Psi_c \right) \right] = 2,057 \Psi_a + 18,034 \Psi_1 - 0,687 \Psi_a - 4,446 \Psi_0 - 2,808 \Psi_c = 1,370 \Psi_a + 18,034 \Psi_1 - 4,446 \Psi_0 - 2,808 \Psi_c;$$

$$M_{mt,2} = M_{1,2} + X_1 \cdot 0,01 r \Psi_b + X_2 - N_2 e = 1,370 \cdot 11,221 + 18,034 \cdot 0,032 - 4,446 \cdot 0,701 - 2,808 \cdot 0,630 - 12,612 \cdot 0,01 \cdot 12,49 \cdot 5,189 + 0,029 + 26,33 \cdot 0,032 = 3,76 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

В остальных точках значения $M_{mt,i}$ вычисляются аналогично. Полученная эпюра изгибающих моментов приведена на рис. 21, б.

Криволинейные панели размером 3x12 м имеют по краям два продольных ребра, направленные вдоль пролета l_2 . Поэтому значения найденных величин изгибающих моментов и продольных сил умножают на 3 м и

полученные усилия передают на основную продольную арматуру этих ребер, рассчитывая тавровое сечение ребристой панели.

6. РАСЧЕТ ТОРЦЕВОЙ ДИАФРАГМЫ

Диафрагмы длинных цилиндрических оболочек рассчитываются как балочные конструкции на собственную массу и внешнюю нагрузку, действующую на оболочку, которая передается в виде сдвигающих сил q_{sf} (рис. 22). Эти силы, касательные к срединной поверхности криволинейной плиты, обратны по направлению и равны по величине сдвигающим усилиям в плите на контуре, т.е. по линии её сопряжения с диафрагмой. Сумма проекций сдвигающих сил на вертикальную ось должна уравниваться балочной опорной реакцией оболочки.

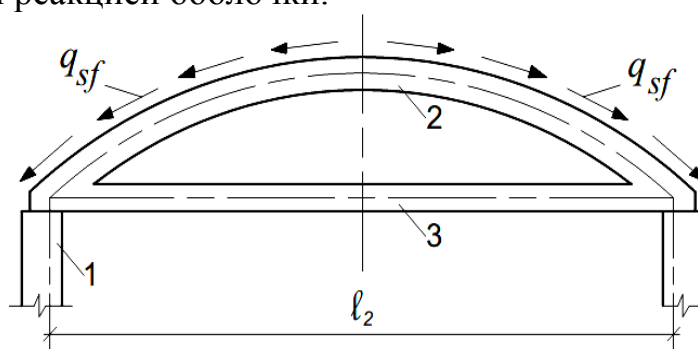


Рис. 22. Схема сдвигающих усилий q_{sf} , передаваемых с оболочки на торцевую диафрагму: 1- колонна; 2- арка диафрагмы; 3- затяжка диафрагмы

Торцевая диафрагма состоит из верхнего пояса (арки) и затяжки (рис. 22). Как указывалось выше (см. п. 1), аркой служит усиленное продольное ребро торцевой панели, а затяжка опирается на бортовую балку.

Согласно исходным данным (см. п. 2), сечение арки принято $0,2 \times 0,4(h)$ м, сечение затяжки – $0,2 \times 0,2$ м. Бортовая балка на торце имеет прямоугольное сечение размером $0,3 \times 0,8$ м (Прил. 4). Затяжка присоединяется к арке с эксцентриситетом 250 мм.

Узел опирания диафрагмы на бортовую балку приведен на рис. 23. Примыкающее к диафрагме опорное сечение оболочки имеет следующие параметры: площадь сечения бортовой балки $A_{ed} = 0,3 \cdot 0,8 = 0,24 \text{ м}^2$; площадь опорной части затяжек – $0,3 \cdot 0,2 = 0,060 \text{ м}^2$; площадь сечения криволинейной плиты $A_{cur,pl} = 0,495 \text{ м}^2$ (см. п. 3); общая площадь опорного сечения оболочки $A_{sh} = 0,240 + 0,060 + 0,495 = 0,795 \text{ м}^2$.

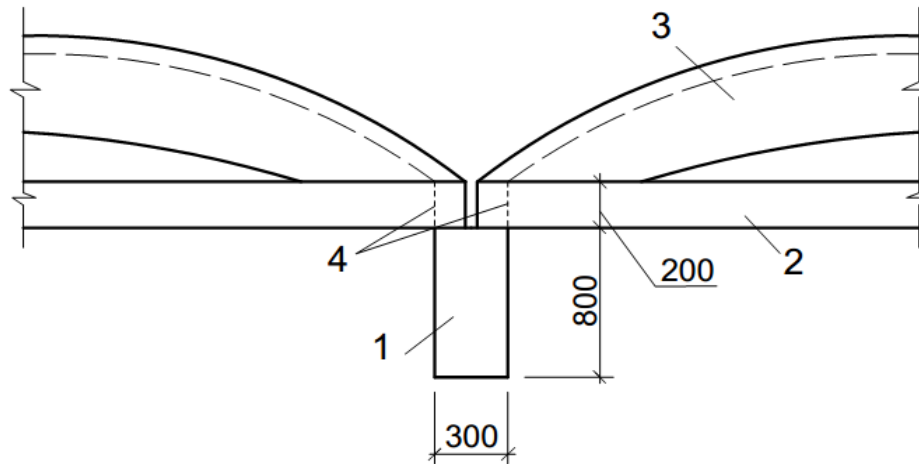


Рис. 23. Узел опирания торцевой диафрагмы на бортовую балку:
1- бортовая балка; 2- затяжка диафрагмы; 3- арка диафрагмы;
4- контуры опорного сечения затяжек

Определяем геометрические характеристики сечения оболочки на опоре:

$$y'_{sh} = S'_{sh} / A_{sh} = [0,495(0,493 + 0,5 \cdot 0,04) + 0,24(0,5 \cdot 0,8 + 0,2 + 1,5) + 0,3 \cdot 0,2(0,5 - 0,2 + 1,5)] / 0,795 = 1,074 \text{ м}$$

$$y_{sh} = (0,8 + 0,2 + 1,5) - 1,074 = 1,426 \text{ м}$$

$$I_{sh, sup} = 0,1079 + 0,495(1,074 - 0,493)^2 + 0,3 \cdot 0,8^3 / 12 + 0,24(1,426 - 0,4)^2 + 0,3 \cdot 0,2^3 / 12 + 0,3 \cdot 0,2(1,426 - 0,8 - 0,5 \cdot 0,2)^2 = 0,557 \text{ м}^4$$

$$z = y'_{sh} - 0,5t_{cur, pl} = 1,074 - 0,5 \cdot 0,04 = 1,054 \text{ м}$$

Внешнюю нагрузку на диафрагму в виде сдвигающих сил, действующих в торцевом опорном сечении оболочки, будем определять в тех же пяти точках, что и ранее (точки 1...5 на рис. 26, а), в которых вычисляются коэффициенты ϑ_i (табл. П.3.3. Прил. 3). Усилия M_α , N_α и Q_α от указанных сдвигающих сил найдем в пяти точках оси арки (точки 1' ... 5'), показанных на рис. 26, в. Эти усилия находятся по следующим формулам:

$$\begin{aligned} M_\alpha &= \bar{Q} \{[(\vartheta_1 - \eta\vartheta_2)0,01\vartheta_3 - \vartheta_4 + \eta\vartheta_5]r - (\vartheta_6 - \eta\vartheta_7)e\}; \\ N_\alpha &= \bar{Q} [\vartheta_6 - \eta\vartheta_7 - (\vartheta_1 - \eta\vartheta_2)\sin\alpha]; \\ Q_\alpha &= \bar{Q} [(\vartheta_1 - \eta\vartheta_2)\cos\alpha - \vartheta_8 + \eta\vartheta_9], \end{aligned} \quad (23)$$

где

$$\bar{Q} = Qt_{cur, pl}r^3 / (100I_{sh, sup}); \quad (24)$$

Q – опорная реакция торцевой диафрагмы;

$$\eta = (r - z) / r = (12,49 - 1,054) / 12,49 = 0,916;$$

α – угол по рис. 21, a , значения $\sin \alpha$ и $\cos \alpha$ приведены в табл. 5;

$e = h_a / 2 - t_{cur,pl} / 2 = 400 / 2 - 40 / 2 = 180$ мм - эксцентриситет сдвигающих сил (рис. 26, б).

Расчетная распределенная нагрузка от собственного веса бортовой балки g_{ed} и затяжки g_{td} соответственно равны:

$$g_{ed} = \gamma_f g_{ed,n} \gamma_n l_1 / (l_1 l_2) = 1,1 \cdot 5 \cdot 30 \cdot 1 / (30 \cdot 12) = 0,46 \text{ кН/м}^2;$$

$$g_{td} = \gamma_f A_{td} l_2 \rho \gamma_n / (0,5 l_1 l_2) = 1,1 \cdot 0,2 \cdot 0,2 \cdot 12 \cdot 25 \cdot 1 / (0,5 l_1 l_2) = 0,07 \text{ кН/м}^2.$$

Суммарная расчетная распределенная нагрузка на диафрагму:

$$g_{sum} = g + S + g_{ed} + g_{td} = 2,85 + 1,8 + 0,46 + 0,07 = 5,18 \text{ кН/м}^2.$$

Опорная реакция диафрагмы:

$$Q = g_{sum} \cdot 0,5 l_{01} \cdot 0,5 l_2 = 5,18 \cdot 0,5 \cdot 29,6 \cdot 0,5 \cdot 12 = 459,98 \text{ кН}.$$

По формуле (24):

$$\bar{Q} = 459,98 \cdot 0,04 \cdot 12,49^3 / (100 \cdot 0,557) = 643,62 \text{ кН}.$$

Подставив в формулы (23) известные величины, получим:

$$M_\alpha = 643,62 \left\{ \left[(\vartheta_1 - 0,916 \vartheta_2) 0,01 \vartheta_3 - \vartheta_4 + 0,916 \vartheta_5 \right] 12,49 - (\vartheta_6 - 0,916 \vartheta_7) 0,18 \right\};$$

$$N_\alpha = 643,62 \left[\vartheta_6 - 0,916 \vartheta_7 - (\vartheta_1 - 0,916 \vartheta_2) \sin \alpha \right];$$

$$Q_\alpha = 643,62 \left[(\vartheta_1 - 0,916 \vartheta_2) \cos \alpha - \vartheta_8 + 0,916 \vartheta_9 \right].$$

В качестве примера приведем вычисления усилий M_α и N_α с округлением до целого числа в т. 2':

$$M_\alpha = 643,62 \left\{ \left[(7,698 - 0,916 \cdot 7,889) 0,01 \cdot 11,221 - 0,0284 + 0,916 \cdot 0,0294 \right] 12,49 - (10,350 - 0,916 \cdot 10,687) 0,18 \right\} = 349 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$N_\alpha = 643,62 \left[10,350 - 0,916 \cdot 10,687 - (7,698 - 0,916 \cdot 7,889) 0,363 \right] = 251 \text{ кН}.$$

Значения усилий в остальных точках определяются аналогичным образом. Эпюры усилий M_α и N_α представлены на рис. 26, д.

Двухшарнирная арка является однажды статически неопределимой системой. Раскрытие статической неопределимости выполним методом сил. В качестве неизвестного принимаем усилие в затяжке, т.е. распор H . Каноническое уравнение метода сил имеет вид:

$$\delta_{11} H + \Delta_{1p} = 0, \quad (25)$$

откуда

$$H = - \frac{\Delta_{1p}}{\delta_{11}}. \quad (26)$$

Усилия в основной системе арки от $H=1$ определяются по формулам:

$$\begin{aligned} \bar{M}_{1,i} &= Hy_i = 1 \cdot y_i = y_i; \\ \bar{N}_{1,i} &= H \cos \alpha_i = 1 \cdot \cos \alpha_i = \cos \alpha_i, \end{aligned}$$

где y_i - расстояние от линии приложения распора $H=1$ (оси затяжки) до точки i , определяемое согласно рис. 26, в;

α_i - угол наклона оси арки к горизонту в точке « i », вычисляемый приближенно через его тангенс согласно рис. 26, в. Значения α_i и $\cos \alpha_i$ приведены в табл. 6.

Так, для точки 2' имеем:

$$\begin{aligned} \bar{M}_{1,2'} &= 0,25 + 0,662 = 0,912 \text{ м}; \\ \operatorname{tg} \alpha &= 475/1439 = 0,3301; \quad \alpha = 18,27^\circ; \quad \cos \alpha = 0,950; \quad \bar{N}_{1,2'} = 0,950. \end{aligned}$$

В остальных точках значения усилий определяются аналогично. Эпюры этих усилий \bar{M}_1 и \bar{N}_1 приведены на рис. 26, г.

Эпюра продольного усилия в затяжке \bar{N}_0 от $H=1$ представлена на рис. 26, е.

Коэффициенты канонического уравнения метода сил (25) находятся по формулам:

$$\delta_{11} = \sum \int \frac{\bar{M}_1^2}{E_b I_a} ds + \sum \int \frac{\bar{N}_1^2}{E_b A_a} ds + \int \frac{\bar{N}_0^2}{E_b A_{td}} dx; \quad (27)$$

$$\Delta_{1p} = \sum \int \frac{M_\alpha \bar{M}_1}{E_b I_a} ds + \sum \int \frac{N_\alpha \bar{N}_1}{E_b A_a} ds, \quad (28)$$

где $A_{td} = 0,2 \cdot 0,2 = 0,04 \text{ м}^2$ - площадь поперечного сечения затяжки;

I_a - момент инерции расчетного поперечного сечения арки;

A_a - площадь расчетного поперечного сечения арки, определяемая следующим образом. Согласно п. 8.1.11 [3], ширина свеса $\Delta b_f'$ расчетного сечения арки (рис. 24) должна быть не более 1/6 пролета арки и, при выполнении условия

$$t_{cur,pl} \geq 0,1h_a, \quad (29)$$

не более 1/2 расстояния в свету между продольными ребрами торцевой панели. Проверяем условие (29): $40 \text{ мм} = 0,1 \cdot 400 = 40 \text{ мм}$, т. е. оно соблюдается.

Тогда

$$\Delta b_f' \leq \begin{cases} (6177 \cdot 2)/6 = 2059 \text{ мм}; \\ (2920 - 2 \cdot 200)/2 = 1290 \text{ мм}, \end{cases}$$

здесь размер 6177 мм- половина длины арки (рис. 10, а).

Принимаем $\Delta b_f' = 1290$ мм.

Тогда площадь расчетного сечения арки (рис. 24):

$$A_a = 0,2 \cdot 0,4 + 1,29 \cdot 0,04 = 0,1316 \text{ м}^2 = 131600 \text{ мм}^2.$$

Определяем момент инерции сечения арки (рис. 24):

$$S_a' = 200 \cdot 400 \cdot 0,5 \cdot 400 + 1290 \cdot 40 \cdot 0,5 \cdot 40 = 17032000 \text{ мм}^3;$$

$$y' = S_a' / A_a = 17032000 / 131600 = 129 \text{ мм};$$

$$y = 400 - 129 = 271 \text{ мм};$$

$$I_a = 0,2 \cdot 0,4^3 / 12 + 0,2 \cdot 0,4(0,271 - 0,5 \cdot 0,4)^2 + 1,29 \cdot 0,04^3 / 12 + 1,29 \cdot 0,04(0,129 - 0,5 \cdot 0,04)^2 = 0,00209 \text{ м}^4.$$

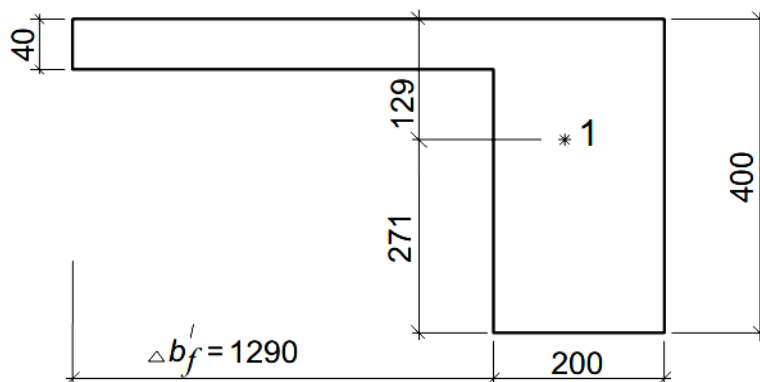


Рис. 24. Расчетное поперечное сечение арки торцевой диафрагмы:
1-центр тяжести сечения

Перемножение эпюр усилий выполняется по правилу Верещагина на каждом из 4-х участков полуарки и последующим их суммированием. При этом, в целях упрощения расчета, криволинейные эпюры усилий и криволинейные участки арки заменяются прямолинейными, что учитывается корректирующими коэффициентами $K_1 \dots K_4$ (см. уравнения (30) и (31)). Длина прямолинейного участка арки определяется как $c = a / \cos \alpha$, где a – его горизонтальная проекция (рис. 26, в), α – угол его наклона (принцип его определения см. выше). Значения α и $\cos \alpha$ приведены в табл. 6.

Параметры углов наклона оси арки

Параметр угла	Участок арки			
	1'-2'	2'-3'	3'-4'	4'-5'
α , град	24,10	18,27	10,37	2,50
$\cos\alpha$	0,913	0,950	0,984	0,999

Наиболее характерные случаи перемножения эпюр усилий приведены на рис. 25.

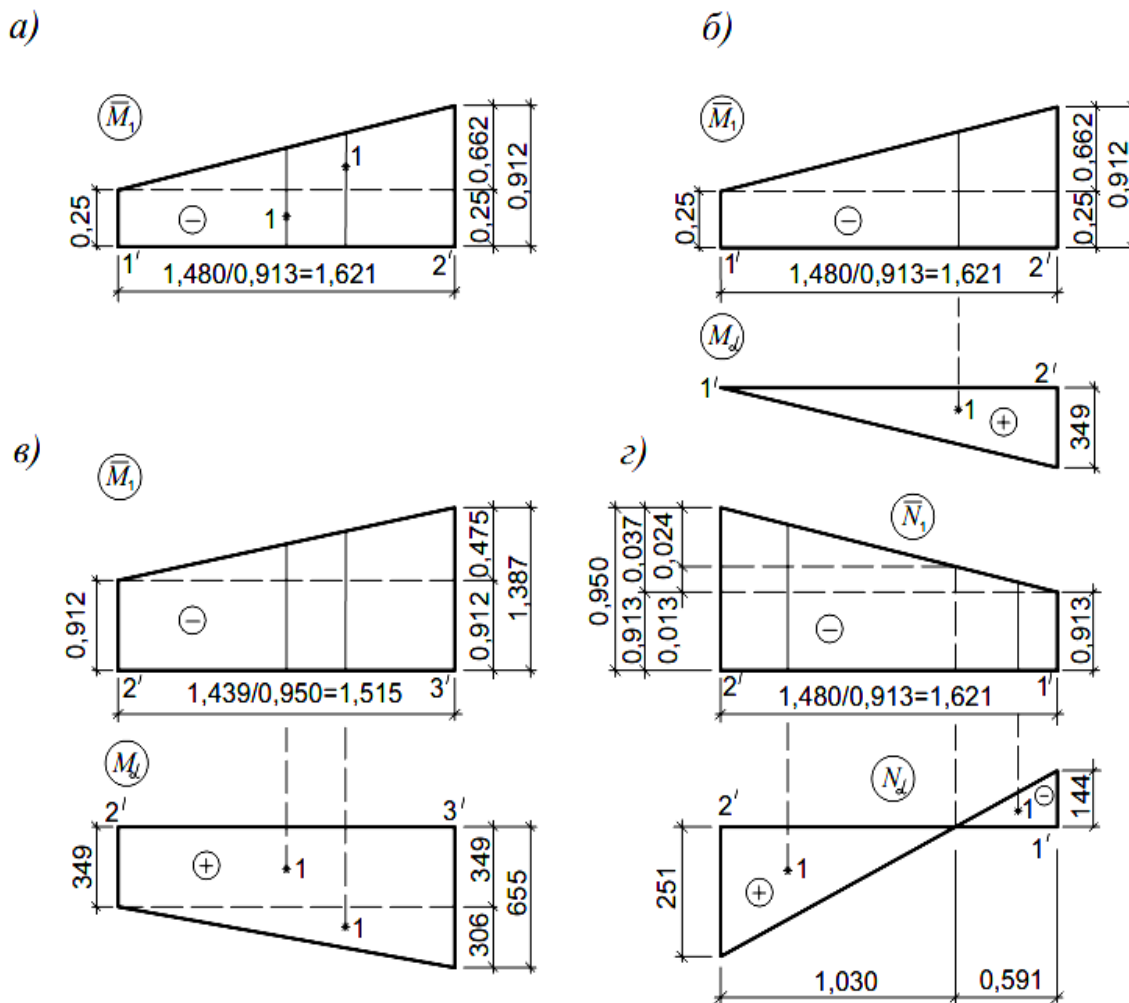


Рис. 25. Наиболее характерные случаи перемножения эпюр усилий в арке:
1- центр тяжести фигуры (размерность длин участков – м,
моментов M_α - кН·м, продольных сил N_α - кН)

Приведем расчеты к перемножению эпюр усилий, изображенных на рис. 25:

- схема а):

$$\int \frac{\bar{M}_1^2}{E_b I_a} ds = \frac{1}{E_b I_a} [0,25 \cdot 1,621(0,25 + 0,5 \cdot 0,662) + 0,662 \cdot 1,621 \cdot 0,5(0,25 + 0,662)] = \frac{0,6064}{E_b I_a};$$

- схема б):

$$\int \frac{M_\alpha \bar{M}_1}{E_b I_a} ds = \frac{1}{E_b I_a} [-349 \cdot 1,621 \cdot 0,5(0,25 + \frac{2}{3} 0,662)] = -\frac{195,55}{E_b I_a};$$

- схема в):

$$\int \frac{M_\alpha \bar{M}_1}{E_b I_a} ds = \frac{1}{E_b I_a} [-349 \cdot 1,515(0,912 + 0,5 \cdot 0,475) - 306 \cdot 1,515 \cdot 0,5(0,912 + 0,475)] = -\frac{892,58}{E_b I_a};$$

- схема г):

$$\frac{251 + 144}{1,621} = \frac{251}{x}; \quad x = \frac{1,621 \cdot 251}{251 + 144} = 1,030 \text{ м}; \quad 1,621 - 1,030 = 0,591 \text{ м};$$

$$\frac{0,037}{y} = \frac{1,621}{0,591}; \quad y = \frac{0,037 \cdot 0,591}{1,621} = 0,013 \text{ м};$$

$$\int \frac{N_\alpha \bar{N}_1}{E_b A_a} ds = \frac{1}{E_b A_a} \left[144 \cdot 0,591 \cdot 0,5 \left(0,913 + \frac{1}{3} 0,013 \right) - 251 \cdot 1,030 \cdot 0,5 \left(0,913 + 0,013 + \frac{2}{3} 0,024 \right) \right] = -\frac{82,73}{E_b A_a}.$$

После перемножения всех эпюр по формулам (27) и (28) имеем:

$$\delta_{11} = \frac{10,729}{0,00209 E_b} K_1 + \frac{5,898}{0,1316 E_b} K_2 + \frac{5,995}{0,04 E_b} = \frac{5,381 \cdot 10^3}{E_b}; \quad (30)$$

$$\Delta_{1p} = -\frac{5492,56}{0,00209 E_b} K_3 - \frac{3260,66}{0,1316 E_b} K_4 = -\frac{2679,82 \cdot 10^3}{E_b}, \quad (31)$$

где коэффициенты K_i равны: $K_1 = K_3 = 1,01$; $K_2 = K_4 = 1,03$.

По формуле (26) определяем распор в затяжке:

$$H = \frac{2679,82 \cdot 10^3}{5,381 \cdot 10^3} = 498,02 \text{ кН}$$

Суммарные эпюры изгибающих моментов $\sum M$ и продольных сил $\sum N$ в арке строим по выражениям:

$$\begin{aligned}\sum M &= \bar{M}_1 H + M_\alpha; \\ \sum N &= \bar{N}_1 H + N_\alpha.\end{aligned}$$

В качестве примера приведем вычисление значений $\sum M$ и $\sum N$ для точки 2' (с округлением до целого числа):

$$\begin{aligned}\sum M &= -0,912 \cdot 498,02 + 349 = -105 \text{ кН}\cdot\text{м}; \\ \sum N &= -0,950 \cdot 498,02 + 251 = -222 \text{ кН}.\end{aligned}$$

Значения $\sum M$ и $\sum N$ в остальных точках оси арки находятся аналогично. Суммарные эпюры усилий $\sum M$ и $\sum N$ с округлением значений до целого числа представлены на рис. 26, ж.

Подбор арматуры арки на полученные значения усилий $\sum M$ и $\sum N$, а также расчет затяжки по I и II группам предельных состояний производятся по известным формулам расчета железобетонных конструкций, рассматриваемым в общем курсе.

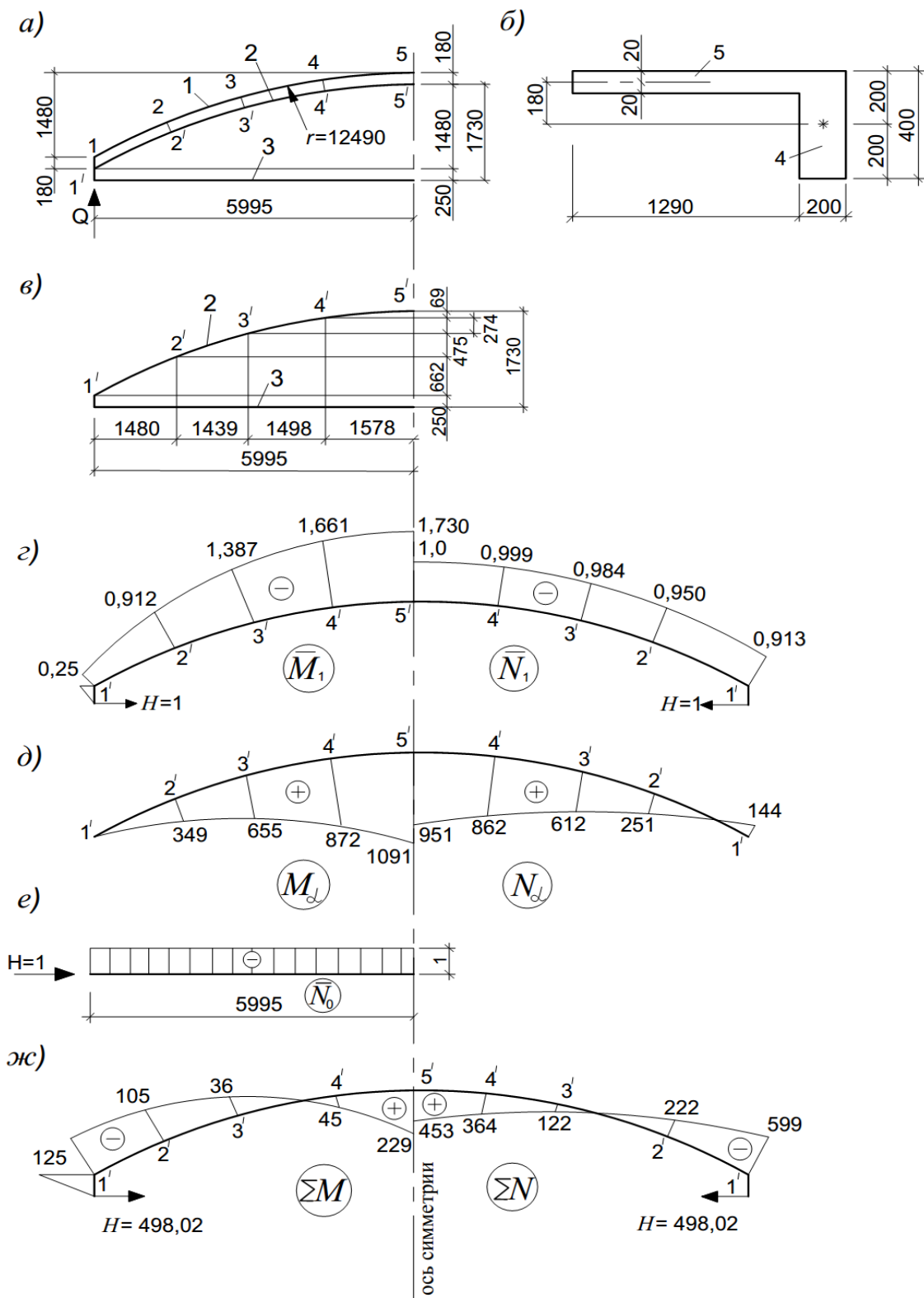


Рис. 26. К расчету арки торцевой диафрагмы:
а-геометрическая и расчетная схема арки; *б* – расчетное сечение арки; *в*-ординаты точек на оси арки; *г*-эпюры усилий в основной системе арки от $H=1$; *д*-то же, от внешней нагрузки (сдвигающих сил); *е*-эпюра продольного усилия в затяжке от $H=1$; *ж*-суммарные эпюры усилий в арке; 1-ось криволинейной плиты оболочки; 2- ось арки; 3-ось затяжки; 4-арка; 5-криволинейная плита торцевой панели (размерность моментов - кН·м, продольных сил и распора - кН)

ЛИТЕРАТУРА

1. СП 52-117-2008* Железобетонные пространственные конструкции покрытий и перекрытий. Методы расчета и конструирование. – М., 2010.- 143 с.
2. Пособие по проектированию железобетонных пространственных конструкций покрытий и перекрытий (к СП 52-117-2008*). – М., 2010. – 158 с.
3. СП 63.13330.2012 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003. – М., 2012. – 154 с.
4. СП 20.13330.2011 Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*. – М., 2011. - 80 с.
5. СП 131.13330.2012 Строительная климатология. Актуализированная редакция СНиП 23-01-99*. – М., 2012. – 109 с.
6. ГОСТ 27751-2014 Надежность строительных конструкций и оснований. - М., 2015. – 13 с.

ПРИЛОЖЕНИЯ

Приложение 1

Прочностные и деформативные характеристики
тяжелого бетона и арматуры

Таблица П.1.1
Расчетные сопротивления тяжелого бетона для предельных состояний первой группы

Вид	Расчетные сопротивления тяжелого бетона R_b и R_{bt} , МПа, для предельных состояний первой группы при классе бетона по прочности на сжатие															
	B10	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60	B70	B80	B90	B100
Сжатие, R_b	6,0	7,5	8,5	11,5	14,5	17,0	19,5	22,0	25,0	27,5	30,0	33,0	37,0	41,0	44,0	47,5
Растяжение, R_{bt}	0,56	0,66	0,75	0,90	1,05	1,15	1,30	1,40	1,50	1,60	1,70	1,80	1,90	2,10	2,15	2,20

Таблица П.1.2
Расчетные сопротивления тяжелого бетона для предельных состояний второй группы

Вид	Расчетные сопротивления тяжелого бетона $R_{b,ser}$ и $R_{bt,ser}$, МПа, для предельных состояний второй группы при классе бетона по прочности на сжатие															
	B10	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60	B70	B80	B90	B100
Сжатие, $R_{b,ser}$	7,5	9,5	11,0	15,0	18,5	22,0	25,5	29,0	32,0	36,0	39,5	43,0	50,0	57,0	64,0	71,0
Растяжение, $R_{bt,ser}$	0,85	1,00	1,10	1,35	1,55	1,75	1,95	2,10	2,25	2,45	2,60	2,75	3,00	3,30	3,60	3,80

Таблица П.1.3

Начальный модуль упругости тяжелого бетона при сжатии и растяжении

Начальный модуль упругости тяжелого бетона при сжатии и растяжении E_b , МПа·10 ⁻³ , при классе бетона по прочности на сжатие															
B10	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60	B70	B80	B90	B100
19,5	21,5	24,0	27,5	30,0	32,5	34,5	36,0	37,0	38,0	39,0	39,5	41,0	42,0	42,5	43,0

Таблица П.1.4

Коэффициент ползучести тяжёлого бетона

Относительная влажность воздуха окружающей среды, %	Коэффициент ползучести тяжелого бетона $\varphi_{b,cr}$ при классе бетона по прочности на сжатие											
	B10	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60-	B100
Выше 75	2,8	2,4	2,0	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,1	1,0	1,0
40-75	3,9	3,4	2,8	2,5	2,3	2,1	1,9	1,8	1,6	1,5	1,4	1,4
Ниже 40	5,6	4,8	4,0	3,6	3,2	3,0	2,8	2,6	2,4	2,2	2,0	2,0

Таблица П.1.5

Деформации усадки тяжелого бетона

Класс бетона по прочности на сжатие	Деформации усадки $\varepsilon_{b,sh}$ тяжелого бетона
B35 и ниже	$2 \cdot 10^{-4}$
B40	$2,5 \cdot 10^{-4}$
B45 и выше	$3 \cdot 10^{-4}$

Таблица П.1.6

Нормативные и расчетные сопротивления арматуры

Класс арматуры	Номинальный диаметр арматуры, мм	Нормативные сопротивления арматуры растяжению $R_{s,n}$, МПа	Расчетные сопротивления арматуры, МПа	
			растяжению R_s	сжатию R_{sc}
A240	6-40	240	210	210
A400	6-40	400	350	350
A500	10-40	500	435	435(400)
A600	10-40	600	520	470(400)
B500	3-16	500	435	415(380)
Bp 500	3-5	500	415	390(360)
K1400	15	1400	1215	500(400)
K1500	6-18	1500	1300	500(400)
K1600	6, 9, 11, 12, 15	1600	1390	500(400)
K1700	6-9	1700	1475	500(400)

Примечание. Значения R_{sc} в скобках используют только при расчете на кратковременное действие нагрузки

Таблица П.1.7

Модуль упругости арматуры при растяжении и сжатии

Вид арматуры	Модуль упругости арматуры при растяжении и сжатии E_s , МПа
Канатная	$1,95 \cdot 10^5$
Стержневая и проволочная	$2,0 \cdot 10^5$

Таблица П.1.8

Относительная длина анкеровки арматуры λ_{an}

Класс арматуры	Относительная длина анкеровки арматуры $\lambda_{an} = l_{an} / d_s$ при классе тяжелого бетона по прочности на сжатие										
	B10	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
A240	64	48	40	34	31	28	26	24	22	21	20
A400	63	47	39	34	31	27	25	24	22	21	20
A500	78	58	48	41	38	33	31	29	27	26	24
B500	93	69	58	49	45	40	37	35	32	31	29

Приложение 2

Сортамент арматуры и арматурных канатов

Таблица П.2.1

Сортамент арматуры

Номинальный диаметр стержня, мм	Расчетная площадь поперечного сечения стержней, мм ² , при их числе									Теор. масса 1м длины армат., кг	Диаметр арматуры классов			
	1	2	3	4	5	6	7	8	9		A240, A400	A500, A600	Bp500	B500
3	7,1	14,1	21,2	28,3	35,3	42,4	49,5	56,5	63,6	0,052	-	-	+	+
4	12,6	25,1	37,7	50,2	62,8	75,4	87,9	100,5	113	0,092	-	-	+	+
5	19,6	39,3	58,9	78,5	98,2	117,8	137,5	157,1	176,7	0,144	-	-	+	+
6	28,3	57	85	113	141	170	198	226	254	0,222	+	-	-	+
8	50,3	101	151	201	251	302	352	402	453	0,395	+	-	-	+
10	78,5	157	236	314	393	471	550	628	707	0,617	+	+	-	+
12	113,1	226	339	452	565	679	792	905	1018	0,888	+	+	-	+
14	153,9	308	462	616	769	923	1077	1231	1385	1,208	+	+	-	+
16	201,1	402	603	804	1005	1206	1407	1608	1810	1,578	+	+	-	+
18	254,5	509	763	1018	1272	1527	1781	2036	2290	1,998	+	+	-	-
20	314,2	628	942	1256	1571	1885	2199	2513	2828	2,466	+	+	-	-
22	380,1	760	1140	1520	1900	2281	2661	3041	3421	2,984	+	+	-	-
25	490,9	982	1473	1963	2454	2945	3436	3927	4418	3,84	+	+	-	-
28	615,8	1232	1847	2463	3079	3685	4310	4926	5542	4,83	+	+	-	-
32	804,3	1609	2413	3217	4021	4826	5630	6434	7238	6,31	+	+	-	-
36	1017,9	2036	3054	4072	5089	6107	7125	8143	9161	7,99	+	+	-	-
40	1256,6	2513	3770	5027	6283	7540	8796	10093	11310	9,865	+	+	-	-

Таблица П.2.2 (начало)

Сортамент семипроволочных арматурных канатов

Класс каната	Номинальный диаметр, мм	Теоретическая масса 1 м, кг	Расчетная площадь поперечного сечения арматурных канатов, мм ² , при их числе				
			1	2	3	4	5
К1400	6	0,173	22,7	45,4	68,1	90,8	113,5
К1500	9	0,402	51	102	153	204	255
К1600	12	0,714	90,6	181,2	271,8	362,4	453
К1700	15	1,116	141,6	283,2	424,8	566,4	708

Таблица П.2.2 (окончание)

Класс каната	Номинальный диаметр, мм	Теоретическая масса 1 м, кг	Расчетная площадь поперечного сечения арматурных канатов, мм ² , при их числе			
			6	7	8	9
К1400	6	0,173	136,2	158,9	181,6	204,3
К1500	9	0,402	306	357	408	459
К1600	12	0,714	543,6	634,2	724,8	815,4
К1700	15	1,116	849,6	991,2	1132,8	1274,4

Приложение 3

Коэффициенты для расчета длинных цилиндрических оболочек

Таблица П.3.1 (начало)

Коэффициенты C_i для значений центрального угла θ_1 половины дуги криволинейных плит в поперечных сечениях волны оболочки

Коэффициенты C_i	Значения коэффициентов C_i при величине угла θ_1 , град (рад)				
	25 (0,436)	26 (0,454)	27 (0,471)	28 (0,489)	29 (0,506)
C_1	20,335	24,667	29,698	35,506	42,175
C_2	70,921	82,240	95,476	109,810	125,620
C_3	1,311	1,655	2,072	2,572	3,167
C_4	9,071	9,772	10,494	11,237	12,000
C_5	2,717	3,051	3,411	3,798	4,212
C_6	0,150	0,175	0,204	0,236	0,271
C_7	11,351	13,761	16,556	19,780	23,480
C_8	10,370	12,946	15,500	18,426	21,756
C_9	1,345	1,510	1,686	1,876	2,079
C_{10}	1,270	1,518	1,676	1,845	2,023

Таблица П.3.1 (окончание)

Коэффициенты C_i	Значения коэффициентов C_i при величине угла θ_1 , град (рад)					
	30 (0,524)	32 (0,558)	34 (0,593)	36 (0,628)	38 (0,663)	40 (0,698)
C_1	49,794	68,262	91,720	121,070	157,280	201,400
C_2	143,000	182,790	229,820	284,710	348,070	420,450
C_3	3,874	5,680	8,131	11,399	15,678	21,203
C_4	12,782	14,401	16,087	17,833	19,633	21,479
C_5	4,755	5,628	0,723	7,946	9,303	10,799
C_6	0,310	0,401	0,511	0,641	0,794	0,974
C_7	27,701	37,914	50,859	67,011	86,890	111,040
C_8	25,527	34,541	45,767	59,516	76,102	95,832
C_9	2,395	2,769	3,301	3,893	4,547	5,264
C_{10}	2,106	2,617	3,063	3,548	4,070	4,527

Таблица П.3.2

Коэффициенты Ψ_i для определения поперечных изгибающих моментов

Коэффициенты Ψ_i	№ точки	Значения коэффициентов Ψ_i при величине угла θ_1 , град. (рад)							
		25 (0,436)	26 (0,454)	27 (0,471)	28 (0,489)	29 (0,506)	30 (0,524)	32 (0,558)	34 (0,593)
Ψ_a	1	0	0	0	0	0	0	0	0
	2	10,118	10,456	10,787	11,110	11,425	11,732	12,318	12,868
	3	20,618	21,342	20,055	22,755	23,443	24,118	25,428	26,682
	4	31,375	32,516	33,645	34,760	35,861	36,947	39,075	41,138
	5	42,262	43,837	45,399	46,947	48,481	50,000	52,992	55,919
Ψ_b	1	0	0	0	0	0	0	0	0
	2	4,062	4,385	4,718	5,063	5,419	5,785	6,550	7,355
	3	6,659	7,758	8,136	8,735	9,353	9,990	11,321	12,727
	4	8,775	9,478	10,206	10,960	11,738	12,542	14,222	15,998
	5	9,369	10,120	10,900	11,705	12,538	13,397	15,195	17,097
Ψ_c	1	0	0	0	0	0	0	0	0
	2	0,5118	0,5467	0,5818	0,6172	0,6527	0,6881	0,7587	0,8279
	3	2,1255	2,7774	2,4320	2,5890	2,7479	2,9084	3,2330	3,5597
	4	4,9220	5,2867	5,6600	6,0413	6,4301	6,8255	7,6341	8,4618
	5	8,9303	9,6085	10,305	11,020	11,752	12,500	14,041	15,635
Ψ_1	1	0	0	0	0	0	0	0	0
	2	0,0216	0,0243	0,0272	0,0304	0,0337	0,0373	0,0453	0,0543
	3	0,1726	0,1943	0,2174	0,2424	0,2693	0,2980	0,3615	0,4334
	4	0,5810	0,6532	0,7312	0,8151	0,9052	1,0016	1,2142	1,4548
	5	1,3714	1,5414	1,7248	1,9221	2,1336	2,3599	2,8586	3,4219
Ψ_0	1	0	0	0	0	0	0	0	0
	2	0,5559	0,5978	0,6409	0,6850	0,7301	0,7761	0,8706	0,9680
	3	2,2768	2,4536	2,6359	2,8235	3,0163	3,2142	3,6241	4,0519
	4	5,2122	5,6250	6,0521	6,4931	6,9479	7,4162	8,3923	9,4194
	5	9,3690	10,121	10,899	11,705	12,538	13,397	15,195	17,046

Примечание. Угол θ_1 - центральный угол половины дуги криволинейных плит в поперечном сечении волны оболочки.

Таблица П.3.3 (начало)

Коэффициенты ϑ_i для определения усилий в арке торцевой диафрагмы

Коэффициенты ϑ_i	№ точки	Значения коэффициентов ϑ_i при величине угла θ_1 , град. (рад)							
		25 (0,436)	26 (0,454)	27 (0,471)	28 (0,489)	29 (0,506)	30 (0,524)	32 (0,558)	34 (0,593)
ϑ_1	1	5,331	5,978	6,673	7,417	8,212	9,059	10,911	12,982
	2	5,331	5,978	6,673	7,417	8,212	9,059	10,911	12,982
	3	5,331	5,978	6,673	7,417	8,212	9,059	10,911	12,982
	4	5,331	5,978	6,673	7,417	8,212	9,059	10,911	12,982
	5	5,331	5,978	6,673	7,417	8,212	9,059	10,911	12,982
ϑ_2	1	5,433	6,102	6,823	7,596	8,425	9,31	11,256	13,446
	2	5,433	6,102	6,823	7,596	8,425	9,31	11,256	13,446
	3	5,433	6,102	6,823	7,596	8,425	9,31	11,256	13,446
	4	5,433	6,102	6,823	7,596	8,425	9,31	11,256	13,446
	5	5,433	6,102	6,823	7,596	8,425	9,31	11,256	13,446
ϑ_3	1	0	0	0	0	0	0	0	0
	2	10,118	10,456	10,787	11,11	11,425	11,732	12,318	12,868
	3	20,618	21,342	22,055	22,755	23,443	24,118	25,428	26,682
	4	31,375	32,517	33,645	34,760	35,861	36,947	39,075	41,138
	5	42,262	43,837	45,399	46,947	48,481	50,000	52,992	55,919
ϑ_4	1	0	0	0	0	0	0	0	0
	2	0,017	0,020	0,023	0,027	0,031	0,035	0,045	0,057
	3	0,129	0,150	0,174	0,201	0,230	0,263	0,339	0,429
	4	0,402	0,470	0,545	0,629	0,721	0,824	1,061	1,343
	5	0,878	1,024	1,188	1,370	1,572	1,795	2,309	2,923
ϑ_5	1	0	0	0	0	0	0	0	0
	2	0,018	0,021	0,024	0,028	0,032	0,037	0,047	0,060
	3	0,132	0,154	0,179	0,207	0,238	0,273	0,353	0,450
	4	0,412	0,481	0,560	0,647	0,744	0,852	1,101	1,402
	5	0,897	1,048	1,218	1,407	1,618	1,851	2,391	3,040
ϑ_6	1	0	0	0	0	0	0	0	0
	2	8,107	8,749	9,414	10,100	10,807	11,536	13,054	14,652
	3	13,869	14,965	16,099	17,269	18,475	19,717	22,304	25,024
	4	17,147	18,486	19,868	21,291	22,756	24,260	27,383	30,652
	5	17,861	19,217	20,611	22,040	23,504	25,000	28,081	31,270
ϑ_7	1	0	0	0	0	0	0	0	0
	2	8,312	8,988	9,691	10,421	11,176	11,958	13,599	15,346
	3	14,147	15,290	16,476	17,704	18,975	20,289	23,041	25,960
	4	17,437	18,924	20,259	21,742	23,273	24,850	28,142	31,611
	5	18,142	19,544	20,989	22,475	24,000	25,565	28,802	32,174

Таблица П.3.3 (окончание)

Коэффициенты ϑ_i	№ точки	Значения коэффициентов ϑ_i при величине угла θ_1 , град. (рад)							
		25 (0,436)	26 (0,454)	27 (0,471)	28 (0,489)	29 (0,506)	30 (0,524)	32 (0,558)	34 (0,593)
ϑ_8	1	0	0	0	0	0	0	0	0
	2	0,463	0,519	0,580	0,645	0,715	0,790	0,953	1,136
	3	1,683	1,889	2,111	2,348	2,602	2,873	3,468	4,135
	4	3,398	3,812	4,258	4,736	5,247	5,792	6,986	8,325
	5	5,331	5,978	6,672	7,417	8,211	9,058	10,910	12,981
ϑ_9	1	0	0	0	0	0	0	0	0
	2	0,475	0,534	0,599	0,688	0,742	0,821	0,996	1,195
	3	1,723	1,938	2,169	2,418	2,686	2,972	3,604	4,319
	4	3,469	3,899	4,363	4,862	5,396	5,968	7,229	8,652
	5	5,433	6,102	6,823	7,596	8,425	9,310	11,256	13,446

Примечание. Угол θ_1 - центральный угол половины дуги криволинейных плит в поперечном сечении волны оболочки.

Основные характеристики бортовых балок

Пролет 18 м			Пролет 24 м			Пролет 30 м		
Сечение		Собственный вес, кН/м	Сечение		Собственный вес, кН/м	Сечение		Собственный вес, кН/м
в середине пролета	на опоре		в середине пролета	на опоре		в середине пролета	на опоре	
		3,90			4,44			5,00

Приложение 5

Исходные данные для самостоятельного расчета

№ варианта	Пролет l_1 , м	Толщина плиты, мм	Вес кровли, кН/м^2	Класс бетона		Класс арматуры		Город
				панелей	бортовой балки и затяжки диафрагмы	напрягаемой в бортовой балке	основной сетки в плите панелей	
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	18	30	0,44	B15	B30	K1700	B500	Самара
2	24	40	0,41	B20	B35	K1400	Bp500	Хабаровск
3	18	35	0,46	B20	B30	K1600	Bp500	Ижевск
4	24	45	0,43	B25	B35	K1500	B500	Липецк
5	18	30	0,46	B20	B30	K1600	Bp500	Уфа
6	24	40	0,43	B25	B35	K1500	B500	Курган
7	18	35	0,44	B15	B30	K1600	B500	Томск
8	24	45	0,41	B20	B35	K1400	Bp500	Краснодар
9	18	30	0,46	B15	B30	K1700	B500	Сыктывкар
10	24	40	0,43	B25	B35	K1600	B500	Москва
11	18	35	0,44	B20	B30	K1500	Bp500	Новосибирск
12	24	45	0,41	B25	B35	K1600	B500	Хабаровск
13	18	30	0,46	B20	B30	K1500	Bp500	Киров
14	24	40	0,41	B25	B35	K1400	Bp500	Владивосток
15	18	35	0,44	B15	B30	K1600	B500	Казань
16	24	45	0,43	B25	B35	K1500	Bp500	Омск
17	18	30	0,46	B20	B30	K1700	B500	Пермь
18	24	40	0,41	B25	B35	K1600	Bp500	Иркутск

1	2	3	4	5	6	7	8	9
19	18	35	0,44	B20	B30	K1700	Bp500	Ульяновск
20	24	45	0,41	B20	B35	K1400	B500	Якутск
21	19	30	0,46	B15	B30	K1500	B500	Альметьевск
22	24	40	0,43	B25	B35	K1600	Bp500	Саратов
23	18	35	0,44	B20	B30	K1500	B500	Оренбург
24	24	45	0,43	B20	B35	K1600	Bp500	Липецк
25	18	30	0,46	B15	B30	K1700	Bp500	Бугульма
26	24	40	0,43	B25	B35	K1400	B500	Братск
27	18	35	0,44	B15	B30	K1600	Bp500	Архангельск
28	24	45	0,43	B25	B35	K1500	B500	Москва
29	18	30	0,46	B20	B30	K1600	Bp500	Салехард
30	24	40	0,41	B20	B35	K1500	B500	Иркутск

Примечания.

1. во всех вариантах принять:

- длину волны $l_2=12$ м;
- панели размером 3x12 м, высоту их опорных поперечных ребер -200 мм, их собственный вес-2,083 кН/м²;
- очертание плиты панелей - по дуге круга со стрелой подъема 1500 мм;
- сечения элементов торцевой диафрагмы: арки - 0,2x0,4 (h) м, затяжки – 0,2x0,2 м;
- вид бетона для всех конструкций – тяжелый;
- класс арматуры дополнительных сеток в плите панелей – А400 или такой же, как основной сетки;
- способ натяжения арматуры в бортовой балке – механический на упоры формы;
- коэффициент сноса снега с покрытия $c_e=1$; коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие $\mu=1$; термический коэффициент $c_t=1$;
- коэффициент надежности по ответственности здания $\gamma_n=1,0$.

2. принять собственный вес всей оболочки: при $l_1=18$ м $g_n=2,41$ кН/м², при $l_1=24$ м $g_n=2,45$ кН/м², при $l_1=30$ м $g_n=2,50$ кН/м².

Палагин Н.Г.

РАСЧЕТ СБОРНОЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ ДЛИННОЙ ЦИЛИНДРИЧЕСКОЙ ОБОЛОЧКИ

Учебно-методическое пособие

Редактор Л.З. Ханафиева

Издательство

Казанского государственного архитектурно-строительного университета

Подписано в печать 27.09.16

Формат 60x84/16

Заказ № 271

Печать ризографическая

Усл.-печ. л. 4,25

Тираж 60 экз.

Бумага офсетная № 1

Уч.-изд. л. 4,25

Отпечатано в полиграфическом секторе

Издательства КГАСУ.

420043, г. Казань, ул. Зеленая, д. 1.