

Министерство образования и науки Российской Федерации  
Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение  
высшего профессионального образования  
«Тамбовский государственный технический университет»

**В.В. Леденёв, А.В. Худяков**

**ПРИМЕРЫ РАСЧЁТА  
ПРОСТРАНСТВЕННЫХ  
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ  
КОНСТРУКЦИЙ ПОКРЫТИЯ**

**Часть 2**

Утверждено Учёным советом университета  
в качестве учебного пособия для студентов 5, 6 курсов  
специальностей 270102, 270105, 270301 всех форм обучения



---

Тамбов  
Издательство ФГБОУ ВПО «ТГТУ»  
2011

УДК 624(075.8)  
ББК Н539.5я73  
Л39

Рецензенты:

Доктор технических наук, профессор кафедры  
«Городское строительство и автомобильные дороги»  
ФГБОУ ВПО «ТГТУ»  
*П.В. Монастырёв*

Кандидат технических наук, доцент кафедры  
строительных конструкций, оснований и фундаментов  
ГОУ ВПО ВГАСУ  
*А.В. Никулин*

- Л39      **Леденёв, В.В.**  
Примеры расчёта пространственных железобетонных конструкций покрытия : учебное пособие: в 2 ч. – Тамбов : Изд-во ФГБОУ ВПО «ТГТУ», Тамбов, 2011. – Ч. 2. – 80 с. – 50 экз.  
ISBN 978-5-8265-0991-3  
Приведены примеры расчёта и конструирования железобетонных пространственных и тонкостенных конструкций покрытия оболочки положительной гауссовой кривизны, длинной цилиндрической оболочки, гипара.  
Предназначено для студентов 5, 6 курсов специальностей 270102, 270105, 270301 всех форм обучения.

УДК 624(075.8)  
ББК Н539.5я73

**ISBN 978-5-8265-0991-3**

© Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего профессионального образования «Тамбовский государственный технический университет» (ФГБОУ ВПО «ТГТУ»), 2011

## **ВВЕДЕНИЕ**

Железобетонные конструкции прочно занимают ведущее место в общем объёме капитального строительства нашей страны. Создание экономичных, надёжных, интересных с архитектурной точки зрения железобетонных конструкций на основе рационального проектирования с использованием достижений науки, современных строительных норм и правил – одна из важнейших задач, стоящих перед инженерами-строителями.

Данное учебное пособие является продолжением предыдущего издания. В нём рассмотрены вопросы расчёта, конструирования следующих типов большепролётных тонкостенных пространственных конструкций покрытия – оболочек положительной гауссовой кривизны, длинных сборных цилиндрических оболочек, гипаров.

Настоящее пособие, составленное в соответствии со всеми указанными выше требованиями, рассчитано на студентов старших курсов строительных специальностей. Оно поможет при применении данных конструкций в дипломном и курсовом проектировании.

# 1. ОБОЛОЧКИ ПОЛОЖИТЕЛЬНОЙ ГАУССОВОЙ КРИВИЗНЫ НА ПРЯМОУГОЛЬНОМ ПЛАНЕ

## 1.1. ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ

Пологими считаются оболочки, имеющие небольшой подъем над опорным планом при

$$f_1 \leq a/5 \text{ и } f_2 \leq b/5, \quad (1)$$

где  $2a$  и  $2b$  – размеры стороны оболочки в плане;  $f_1$  и  $f_2$  – стрелы подъёма оболочки на контуре (рис. 1).

Тип срединной поверхности характеризует форму оболочки. В качестве срединной рекомендуется принимать поверхность переноса или вращения. Образующими для всех поверхностей в практике проектирования обычно принимаются круговые кривые.

Для сборных оболочек тип поверхности определяется схемой разрезки, возможностями унификации и удобством изготовления сборных элементов, а также условиями возведения оболочек. Членение оболочек на плиты осуществляется системой радиальных секущих плоскостей, проходящих через ось вращения, и системой вертикальных плоскостей, перпендикулярных этой оси. При таком членении полосы между равноотстоящими радиальными секущими плоскостями внутри оболочки являются равновеликими, что позволяет сократить число типоразмеров сборных плит.

Оболочки по контуру опираются на диафрагмы, которые выполняются в виде арок, ферм или балок, а также криволинейных брусьев, уложенных на стены или отдельно стоящие колонны, часто расположенные по периметру здания.

В зависимости от количества и расположения ячеек здания оболочки могут проектироваться отдельно стоящими (одноволновыми) и многоволновыми в одном и двух направлениях. Многоволновые оболочки могут быть разрезными и неразрезными.

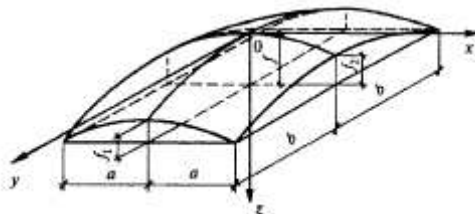


Рис. 1. Схема оболочки положительной гауссовой кривизны

В оболочках допускается устройство зенитных или светоаэрационных фонарей, располагаемых в средней зоне, передавать нагрузки от подвесных кранов или тельферов, пути которых крепятся к оболочкам на специальных подвесках.

## 1.2. УПРОЩЁННЫЙ РАСЧЁТ ОТДЕЛЬНО СТОЯЩЕЙ ОБОЛОЧКИ ПОЛОЖИТЕЛЬНОЙ ГАУССОВОЙ КРИВИЗНЫ

В полой оболочке возникает система усилий: нормальные  $N_1$ ,  $N_2$ , сдвигающая  $S$ , поперечная  $Q$  силы, а также изгибающих  $M_1$ ,  $M_2$  и крутящих  $T_{1,2}$ ,  $T_{2,1}$  моментов (рис. 2).

В зависимости от степени пологости, характера нагрузки и условий опирания по контуру расчёт пологих оболочек принципиально может производиться по безмоментной теории. Безмоментная теория с учётом изгибающих моментов, возникающих в опорной зоне (краевой эффект), может быть использована в предварительных расчётах шарнирно опёртых оболочек при равномерно распределённой нагрузке.

Усилия в оболочке рекомендуется определять по формулам:

а) нормальные силы  $N_1$  в направлении оси  $x$  и  $N_2$  в направлении оси  $y$  по линии  $y = 0$

$$N_1 = -\frac{ql^2}{\delta} k_{N_1}; \quad N_2 = -\frac{ql^2}{\delta} k_{N_2}; \quad (2)$$

б) изгибающие моменты в направлении оси  $x$  по линии  $y = 0$

$$M = ql^2 k_M; \quad (3)$$

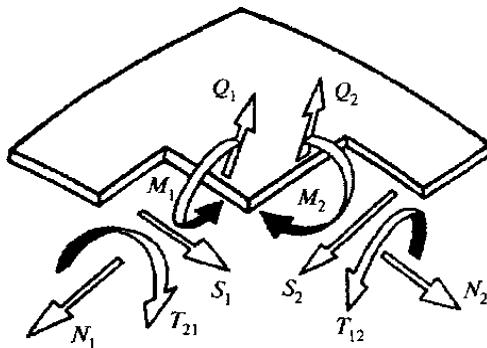


Рис. 2. Схема усилий в полых оболочках

в) сдвигающие усилия по граням оболочки

$$S = -\frac{ql^2}{\delta} k_S ; \quad (4)$$

г) поперечные силы, действующие по граням оболочки

$$Q = qlk_Q ; \quad (5)$$

д) главные усилия, действующие в оболочке в направлении диагонали и нормально к ней

$$N_{ГЛ} = -\frac{ql^2}{\delta} k_{ГЛ} , \quad (6)$$

где  $k_{N_1}$ ,  $k_{N_2}$ ,  $k_M$ ,  $k_S$ ,  $k_Q$ ,  $k_{ГЛ}$  – коэффициенты, определяемые по таблицам прил.1 – 6;  $\delta$  – фиктивная толщина оболочки.

Односторонняя равномерно распределённая нагрузка заменяется комбинированной из симметричной и обратно симметричной нагрузок.

При обратно симметричной нагрузке моменты возникают не только на припорных участках, но и в средней части оболочки у мест перепада нагрузок. Однако они носят условный характер, так как в действительности резкого перепада нагрузки в средней части оболочки нет. Вблизи контура оболочки возникает искажение безмоментного напряжённого состояния, так как здесь действуют краевые изгибающие моменты и поперечные силы. Для приближённых расчётов принимается, что изгибное состояние оболочки имеет характер краевого эффекта и быстро затухает по мере удаления от края оболочки. Зона действия изгибающих моментов распространяется не далее  $(3...4)S$  от края, где

$$S = 0,76\sqrt{R\delta} . \quad (7)$$

Нагрузкой на диафрагмы оболочек является опорное давление, передаваемое по граням в виде сдвигающих сил  $S$ , касательных к срединной поверхности оболочки, обратных по направлению и равных по величине сдвигающим усилиям в оболочке, а также поперечные силы.

При расчёте диафрагм, выполняемых в виде ферм, усилия собираются в узлы.

В оболочках с контурными элементами в виде криволинейного бруса, опёртого на колонны, растягивающие усилия воспринимаются контурными брусками и частично оболочкой, главные усилия к углам уменьшаются, а в местах примыкания к диафрагмам возникают значительные по величине отрицательные изгибающие моменты.

С достаточной для практики точностью усилия растяжения по

контур и усилия сжатия в средней зоне оболочки могут быть найдены из расчёта без учёта совместной работы оболочки с контурными элементами.

Расчёт количества арматуры в угловой зоне оболочки и её распределение вдоль диагонали рекомендуется производить после построения эпюры главных растягивающих напряжений в диагональном сечении. Затем оболочку рекомендуется разделить на участки, для каждого из которых по эпюре определить суммарное усилие, а по нему необходимое количество арматуры. На сдвигающие усилия проверяется количество арматуры у контура.

### 1.3. КОНСТРУИРОВАНИЕ ОБОЛОЧЕК

Пологие оболочки могут быть гладкими и ребристыми. Толщина и армирование средней зоны гладких оболочек, где действуют только сжимающие усилия, назначаются конструктивно. Минимальный диаметр применяемой арматуры принимается 3 мм. В пределах одного арматурного изделия (сетка, каркас) рекомендуется принимать не более 2–3 различных диаметров арматуры. Плиту в приконтурных и угловых зонах оболочки рекомендуется утолщать с целью размещения дополнительной арматуры и восприятия действующих усилий, увеличенных по сравнению с центральной зоной.

Утолщение оболочки вдоль контура целесообразно выполнять на всей ширине действия приконтурных изгибающих моментов с плавным переходом к постоянной толщине за зоной действия изгибающих моментов.

Толщина оболочки в угловой зоне выбирается по расчёту при соблюдении условия, что главные растягивающие  $\sigma_{ГР} \leq 0,3R_b$ , главные сжимающие  $\sigma_{ГС} \leq R_b$  или по конструктивным соображениям с тем, чтобы обеспечить размещение необходимого количества арматуры с учётом двух защитных слоёв.

В приконтурных участках оболочки, в зоне действия изгибающих моментов, укладывается дополнительная арматура. Для восприятия растягивающих усилий, действующих параллельно контуру, у нижней грани оболочки на приопорных участках укладывается расчётная или конструктивная арматура.

Для восприятия главных растягивающих напряжений, действующих в угловых зонах, рекомендуется к основной арматуре добавлять косую, перпендикулярную диагонали плана. В оболочках пролётом более 40 м эту арматуру рекомендуется выполнять предварительно напряжённой. Вблизи углов оболочки эту арматуру рекомендуется заменять обычной.

В сборных оболочках габариты плит определяются требованиями обеспечения их экономичности по расходу материалов, унификации,

технологичности изготовления, выбранного способа монтажа. По форме поверхности плиты могут быть плоскими, цилиндрическими или двойной кривизны. Для оболочек рекомендуется применять цилиндрические плиты, так как плиты двойной кривизны сложны в изготовлении, а плоские требуют повышенного расхода материалов.

При плоских плитах реальная поверхность представляет собой многогранник. В отечественной практике наибольшее применение нашли плоские плиты размером 3×3 м и цилиндрические размером 3×6 или 3×12 м. Плиты рекомендуется проектировать с контурными и промежуточными рёбрами. В плитах размером 3×6 м рекомендуется принимать одно, а в плитах 3×12 м – два или три поперечных ребра.

Применяемая система рёбер должна обеспечить прочность и жёсткость плит в стадии транспортирования и монтажа, прочность и устойчивость оболочки в стадии эксплуатации, возможность устройства проёмов для светоаэрационных устройств и подвесок для крановых путей. Толщина оболочки в угловых зонах обычно увеличивается. Однако для сборных оболочек введение нового типоразмера плит с утолщённой полкой и усиленным армированием часто оказывается экономически нецелесообразным. В этом случае утолщение плиты оболочки рекомендуется выполнять с помощью набетонки монолитного железобетона, укладываемого поверх сборных плит. При этом следует принимать необходимые меры для обеспечения сцепления старого и нового бетона. В пределах набетонки располагается дополнительная косая арматура, устанавливаемая по расчёту.

Для более плавной передачи сдвигающих сил приопорные участки между оболочками над контурными элементами замоноличиваются на всю высоту панелей. На этом участке рекомендуется располагать металлические упоры, приваренные к контурным элементам и воспринимающие сдвигающие усилия.

Железобетонные контурные фермы могут иметь раскосную и безраскосную решётку. Для пролётов 18 и 24 м контурные элементы принимаются железобетонными, при больших пролётах целесообразно применять раскосные стальные фермы. Торцы взаимно перпендикулярных контурных ферм следует соединять между собой, в том числе сварными накладками для восприятия главных растягивающих усилий.

В оболочках с контурными элементами в виде криволинейного бруса, опёртого на колонны, в контурных брусках наряду с усилиями растяжения действуют изгибающие моменты, по характеру аналогичные изгибающим моментам в многопролётных неразрезных балках – в средней части пролёта между колоннами наиболее растянута нижняя грань бруса, на участках у колонны – верхняя. Арматура по контуру определяется из расчёта на внецентренное растяжение и может полностью размещаться в контурных брусках.



## 1.4. РАСЧЁТ ОБОЛОЧКИ ПОЛОЖИТЕЛЬНОЙ ГАУССОВОЙ КРИВИЗНЫ (пример 1)

### Конструкция оболочки

Для покрытия зала размером в плане  $A \times B = 36 \times 36$  м принята оболочка положительной гауссовой кривизны. Она монтируется из плит номинальным размером  $3 \times 3$  м. Опорный контур состоит из криволинейных балок прямоугольного поперечного сечения  $b \times h = 40 \times 60$  см, опирающихся на железобетонные колонны с шагом 6 м (рис. 8).

Стрела подъёма контурной дуги

$$f = 0,1A = 0,1 \cdot 36 = 3,6 \text{ м,}$$

оболочки  $f_{об} = 2f = 2 \cdot 3,6 = 4,2$  м.

Центральный радиус

$$r = 0,5 \cdot \left( f^2 + \frac{A^2}{4} \right) / f = 0,5 \cdot \left( 3,6^2 + \frac{36^2}{4} \right) / 3,6 = 46,8 \text{ м.}$$

Центральный радиус оболочки

$$R_{об} = r + f = 46,8 + 3,6 = 50,4 \text{ м.}$$

Геометрические характеристики плиты (рис. 3, 4)

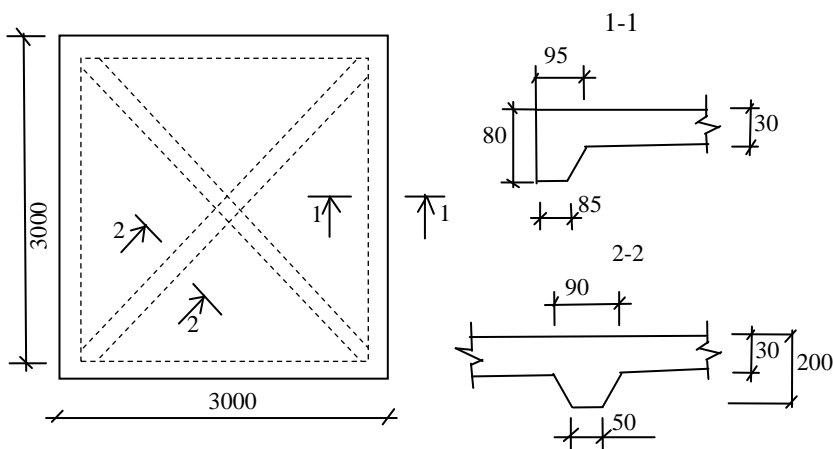


Рис. 3. Схема сборной плит

Малая высота окаймляющих рёбер (80 мм) позволяет облегчить замоноличивание швов.

Бетон плит В30 с  $R_b = 17$  МПа;  $R_{bt} = 1,2$  МПа;  $E_b = 32\,500$  МПа.

Положение центра тяжести сечения, параллельного диагональным рёбрам, проходящего посередине между ними (при этом учтён бетон замоноличивания швов):

$$x_{ц.т.} = \frac{S}{A} = \frac{214 \cdot 3 \cdot 18,5 + 7 \cdot 17 \cdot 8,5 + 2 \cdot 5 \cdot 15,5 \cdot 14,5}{214 \cdot 3 + 7 \cdot 17 + 2 \cdot 15,5 \cdot 5} = \frac{15\,136}{916} = 16,5 \text{ см.}$$

Момент инерции

$$I = \frac{214 \cdot 3^3}{12} + 214 \cdot 3 \cdot 2^2 + \frac{7 \cdot 17^3}{12} + 7 \cdot 17 \cdot 8^2 + 2 \cdot \frac{15,5 \cdot 5^3}{12} + 2 \cdot 15,5 \cdot 5 \cdot 2^2 = 14\,474 \text{ см}^4.$$

Фиктивная толщина оболочки:

– по площади

$$\delta_1 = \frac{A}{l_{пл}} + 1 = \frac{916}{300} + 1 = 4 \text{ см;}$$

$$A = 214 \cdot 3 + 7 \cdot 17 + 2 \cdot 15,5 \cdot 5 = 916 \text{ см}^2;$$

– по моменту инерции

$$\delta_2 = \sqrt[3]{\frac{12I}{l_{пл}}} = \sqrt[3]{\frac{12 \cdot 14\,474}{300}} = 8,3 \text{ см;}$$

– по радиусу инерции

$$\delta_3 = \sqrt[3]{\frac{12I}{A}} = \sqrt[3]{\frac{12 \cdot 14\,474}{916}} = 13,8 \text{ см.}$$

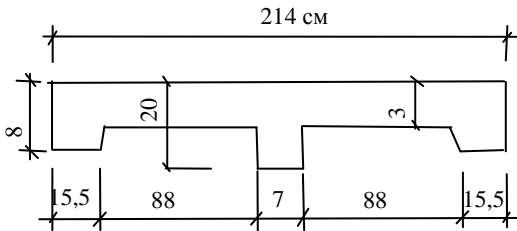


Рис. 4. Расчётное сечение панели

Сбор нагрузок приведён в табл. 1.

### 1. Сбор нагрузок на оболочку

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м <sup>2</sup>	Коэффициент, $\gamma_m$	Расчётная нагрузка, кН/м <sup>2</sup>
Собственный вес оболочки $\delta = 4$ см	$0,04 \cdot 25 = 1$	1,1	1,1
Ц/П стяжка $\delta = 2$ см	$0,02 \cdot 18 = 0,36$	1,3	0,468
Гидроизоляционный ковёр и пароизоляция	0,2	1,3	0,26
Утеплитель $\delta = 9$ см, $\gamma = 1,6$ кН/м <sup>3</sup>	$0,09 \cdot 1,6 = 0,15$	1,2	0,18
Итого: постоянная снеговая	1,71 0,5		2 0,72
Полная	2,21		2,72

Тамбов – III снеговой район. Расчётная снеговая нагрузка  $S_q = 1,8$  кН/м<sup>2</sup>. Согласно [20] при средней скорости ветра за зимний период  $V \geq 2$  м/с значение снеговой нагрузки умножают на коэффициент  $c_e = (1,2 - 0,1\sqrt{k}) \cdot (0,8 + 0,002b) = (1,2 - 0,1 \cdot 5\sqrt{0,85}) \cdot (0,8 + 0,002 \cdot 36) = 0,64$ , где  $k = 0,85$  – [20, табл. 6] при высоте здания  $H = 20$  м;

$$B = 36 \text{ м}; \mu = \frac{l}{8f} = \frac{36}{8 \cdot 7,2} = 0,6 > 0,4 \text{ – [20, прил. 3].}$$

Тогда  $S = S_q \mu c_e = 1,8 \cdot 0,6 \cdot 0,64 = 0,72$  кН/м<sup>2</sup>.

Нормативное значение  $S_{ser} = 0,72 \cdot 0,7 = 0,5$  кН/см<sup>2</sup>.

### Проверка оболочки на устойчивость

Фактический модуль упругости

$$E_{Ф.Б} = \frac{E_b A}{b \delta_3} = \frac{32,5 \cdot 10^3 \cdot 916}{88 \cdot 13,8} = 24515 \text{ МПа,}$$

где  $b = 88$  см – расстояние между рёбрами.

Модуль деформации бетона принят при средней влажности воздуха более 40%.

$$E_{д.б} = 0,319E_{ф.б} = 0,319 \cdot 24515 = 7820 \text{ МПа.}$$

Предельная нагрузка на оболочку

$$\begin{aligned} [q] &= 0,2E_{д.б}(\delta_3 / R_{06})^2 k = 0,2 \cdot 7820 \cdot (13,8 / 5040)^2 \cdot 1 = 0,01 \text{ МПа} = \\ &= 10 \text{ кПа} > q = 2,72 \text{ кПа.} \end{aligned}$$

Устойчивость оболочки обеспечена.

Расчёт оболочки на равномерно распределённую симметричную нагрузку.

$$\text{Параметры: } \lambda_1 = 1,17\sqrt{f_{об}/\delta_1} = 1,17 \cdot \sqrt{\frac{720}{4}} = 15,7 ;$$

$$\lambda_2 = 1,17\sqrt{f_{об}/\delta_2} = 1,17 \cdot \sqrt{\frac{720}{8,3}} = 10,9 .$$

Проверяем принятую толщину оболочки в центре.

Нормальные усилия на 1 м длины

$$N_{xx} = N_{yy} = -ql^2/8f_{об} = -\frac{2,72 \cdot 36^2}{8 \cdot 7,2} = 61,2 \text{ кН/м.}$$

Напряжения в полке плиты

$$\sigma_{ср} = \frac{N}{\delta_n} = -\frac{61,2}{3 \cdot 100} = -0,2 \text{ кН/см}^2 = -2,4 \text{ МПа} < R_b = 17 \text{ МПа} .$$

Принятая толщина 3 см достаточна.

При равномерно распределённой нагрузке значительные изгибающие моменты возникают только на приопорной зоне оболочке.

$$M = ql^2 k_N = 2,72 \cdot 36^2 k_M = 35,25 \frac{k_M}{100} .$$

При  $\lambda = 10,9$  и  $x/l = 0,05$ ,  $k_M = 0,0109$  по прил. 3.

$$M = 35,25 \cdot 0,0109 = 0,38 \text{ кН} \cdot \text{м/м.}$$

Определяем наибольшие значения нормальных сил  $N_1$  и  $N_2$ , действующих в поле оболочки:

$$N_1 = -\frac{ql^2}{\delta_1} k_{N_1} = -\frac{2,72 \cdot 36^2}{0,04} k_{N_1} = -881,28 \frac{k_{N_1}}{100},$$

где  $k_{N_1}$  и  $k_{N_2}$  – определяем по прил. 1, 2 при  $\lambda = 15,7$ .

При $\frac{x}{l} = 0$	$N_1 = 0$ ;
$\frac{x}{l} = 0,1$	$N_1 = -881,3 \cdot 0,023 = -20,4$ кН/м;
$\frac{x}{l} = 0,2$	$N_1 = -881,3 \cdot 0,0435 = -38$ кН/м;
$\frac{x}{l} = 0,3$	$N_1 = -881,3 \cdot 0,059 = -52$ кН/м;
$\frac{x}{l} = 0,4$	$N_1 = -881,3 \cdot 0,068 = -60$ кН/м;
$\frac{x}{l} = 0,5$	$N_1 = -881,3 \cdot 0,071 = -62,5$ кН/м;
	$N_2 = -\frac{ql^2}{\delta_1} k_{N_2} = -881,3 \frac{k_{N_2}}{100}$ ;
$\frac{x}{l} = 0$	$N_2 = 0$ ;
$\frac{x}{l} = 0,07$	$N_2 = -881,3 \cdot 0,134 = -118$ кН/м;
$\frac{x}{l} = 0,1$	$N_2 = -881,3 \cdot 0,1235 = -109$ кН/м;
$\frac{x}{l} = 0,2$	$N_2 = -881,3 \cdot 0,0986 = -87$ кН/м;
$\frac{x}{l} = 0,3$	$N_2 = -881,3 \cdot 0,0833 = -73,5$ кН/м;
$\frac{x}{l} = 0,4$	$N_2 = -881,3 \cdot 0,0738 = -65$ кН/м;
$\frac{x}{l} = 0,5$	$N_2 = -881,3 \cdot 0,071 = -62,5$ кН/м.

Наибольшие напряжения, действующие в поле оболочки

$$\sigma_2^{\max} = \frac{N_2^{\max}}{\delta_1} = -\frac{118}{400} \cdot 10 = -2,95 \text{ МПа} < R_b = 17 \text{ МПа} .$$

Прочность оболочки обеспечена.

Сдвигающие усилия по граням оболочки

$$S = \frac{ql^2}{\delta_1} k_s = -881,3 \frac{k_s}{100},$$

где  $k_s$  – по прил. 4 при  $\lambda = 15,7$ .

$$\text{При } \frac{x}{l} = 0 \quad S = -881,3 \cdot 0,284 = -251 \text{ кН/м;}$$

$$\frac{x}{l} = 0,1 \quad S = -881,3 \cdot 0,154 = -136 \text{ кН/м;}$$

$$\frac{x}{l} = 0,2 \quad S = -881,3 \cdot 0,0895 = -79 \text{ кН/м;}$$

$$\frac{x}{l} = 0,3 \quad S = -881,3 \cdot 0,0522 = -46 \text{ кН/м;}$$

$$\frac{x}{l} = 0,4 \quad S = -881,3 \cdot 0,0241 = -21 \text{ кН/м;}$$

$$\frac{x}{l} = 0,5 \quad S = 0.$$

Определяем поперечные силы, действующие по граням оболочки  $Q = qlk_Q = 2,72 \cdot 36k_Q = 97,92k_Q$ ,  $k_Q$  – по прил. 6 при  $\lambda = 15,7$ , так как в таблице нет значений  $k_Q$  при  $\lambda = 15,7$ , принимаются значения  $k_Q$  при  $\lambda = 11$ .

$$\text{При } \frac{x}{l} = 0 \quad Q = 0;$$

$$\frac{x}{l} = 0,05 \quad Q = -97,92 \cdot 0,0232 = -2,3 \text{ кН/м;}$$

$$\frac{x}{l} = 0,1 \quad Q = -97,92 \cdot 0,0216 = -2 \text{ кН/м;}$$

$$\frac{x}{l} = 0,2 \quad Q = -97,92 \cdot 0,0204 = -2 \text{ кН/м;}$$

$$\frac{x}{l} = 0,3 \quad Q = -97,92 \cdot 0,0208 = -2 \text{ кН/м;}$$

$$\frac{x}{l} = 0,4 \quad Q = -97,92 \cdot 0,0204 = -2 \text{ кН/м;}$$

$$\frac{x}{l} = 0,5 \quad Q = -97,92 \cdot 0,0208 = -2 \text{ кН/м.}$$

Главные усилия  $N_{\text{гд}}^I$  и  $N_{\text{гд}}^{\text{II}}$ , действующие в оболочке в направлении диагонали, определяем по формуле

$$N_{\text{гд}}^{I, \text{II}} = -\frac{ql^2}{\delta_1} k_{\text{гд}}^{I, \text{II}} = -881,3 \frac{k_{\text{гд}}^{I, \text{II}}}{100},$$

где  $k_{\text{гд}}^{I, \text{II}}$  – по прил. 5 при  $\lambda = 15,7$ .

$$\text{При } \frac{x}{l} = 0 \quad \frac{y}{l} = 0,5 \quad N_{\text{гд}}^I = -881,3 \cdot 0,284 = -251 \text{ кН/м};$$

$$\frac{x}{l} = 0,1 \quad \frac{y}{l} = 0,4 \quad N_{\text{гд}}^I = -881,3 \cdot 0,198 = -175 \text{ кН/м};$$

$$\frac{x}{l} = 0,2 \quad \frac{y}{l} = 0,3 \quad N_{\text{гд}}^I = -881,3 \cdot 0,13 = -115 \text{ кН/м};$$

$$\frac{x}{l} = 0,3 \quad \frac{y}{l} = 0,2 \quad N_{\text{гд}}^I = -881,3 \cdot 0,098 = -86 \text{ кН/м};$$

$$\frac{x}{l} = 0,5 \quad \frac{y}{l} = 0 \quad N_{\text{гд}}^I = -881,3 \cdot 0,071 = -63 \text{ кН/м};$$

– перпендикулярно диагонали

$$\frac{x}{l} = 0 \quad \frac{y}{l} = 0,3 \quad N_{\text{гд}}^{\text{II}} = 881,3 \cdot 0,284 = 251 \text{ кН/м};$$

$$\frac{x}{l} = 0,1 \quad \frac{y}{l} = 0,4 \quad N_{\text{гд}}^{\text{II}} = 881,3 \cdot 0,04545 = 40 \text{ кН/м};$$

$$\frac{x}{l} = 0,2 \quad \frac{y}{l} = 0,3 \quad N_{\text{гд}}^{\text{II}} = 881,3 \cdot 0,013 = -11,6 \text{ кН/м};$$

$$\frac{x}{l} = 0,3 \quad \frac{y}{l} = 0,2 \quad N_{\text{гд}}^{\text{II}} = 881,3 \cdot 0,0442 = -39 \text{ кН/м};$$

$$\frac{x}{l} = 0,5 \quad \frac{y}{l} = 0 \quad N_{\text{гд}}^{\text{II}} = 881,3 \cdot 0,071 = -63 \text{ кН/м}.$$

Действующие усилия в оболочке приведены на рис. 5.

Для восприятия главных растягивающих усилий  $N_{\text{гд}}^{\text{II}}$  в углах необходимо установить дополнительно арматуру, а для восприятия усилий  $N_{\text{гд}}^I$  выполнить набетонку.

Арматура А400 с  $R_s = 355 \text{ МПа}$ .

$$N_{\text{гд}}^{\text{II}} = 251 \text{ кН/м}; \quad A_s^{\text{тр}} = \frac{N_{\text{гд}}^{\text{II}}}{R_s} = \frac{251 \cdot 10}{355} = 7,07 \text{ см}^2.$$





Тогда толщина набетонки

$$h = \frac{N}{R_b}.$$

$$1\text{-й участок } N_{\text{сжим}} = 251 \text{ кН/м}; h = \frac{251 \cdot 10}{11,5 \cdot 100} = 2,2 \text{ см.}$$

Бетонку толщиной 30 мм устраивали на 2-х участках. На остальных достаточно толщины полки плиты.

### Расчёт плиты

Плита работает на собственный вес. Наибольшие усилия в ней возникают в стадии монтажа (рис. 6).

$$\text{Полку плиты армируем конструктивно сеткой С-1 } \frac{4B500 - 200}{4B500 - 200}.$$

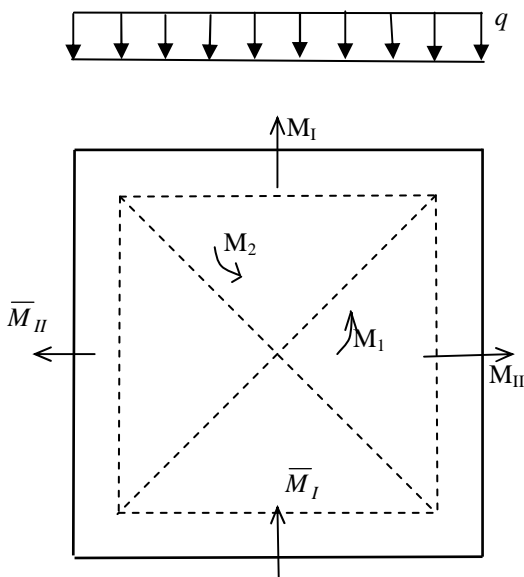


Рис. 6. Расчётная схема плиты

Полка плиты с 3-х сторон окаймлена рёбрами. При жёстком со-  
пряжении полки с рёбрами максимальный момент

$$M_{\max} = 0,00812 P_{\text{пр}} l^2 = 0,00812 P 1,35^2 = 0,0148 P ,$$

где  $l = 1,35$  м – расстояние в свету между контурным ребром и точкой  
пересечения диагональных рёбер.

Предельный момент для полки плиты шириной 1 м в сечении, па-  
раллельном контурному ребру:

$$M_{\text{пр}} = R_s A_s (h_0 - 0,5x) = 415 \cdot 0,88 \cdot (1,5 - 0,5 \cdot 0,21) \cdot 10^{-3} = 0,51 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Высота сжатой зоны

$$x = \frac{R_s A_s}{R_b b} = \frac{415 \cdot 0,88}{17 \cdot 100} = 0,21 \text{ см}.$$

Для арматуры В500

$$R_s = 415 \text{ МПа}, 7 \text{ } \varnothing 4 \text{ В500 с } A_s = 0,88 \text{ см}^2 ;$$

$$h_0 = h - a = 3 - 1,5 = 1,5 \text{ см}.$$

Предельную нагрузку находим из условия  $M_{\max} = M_{\text{ст}}$

$$P_{\text{пр}} = \frac{M_{\max}}{0,0148 \cdot 1} = \frac{0,51}{0,0148 \cdot 1} = 34 \text{ кН/м}^2 > q = 2 \text{ кН/м}^2,$$

что больше расчётной нагрузки.

При подъёме, складировании, перевозке и монтаже плиты опира-  
ются на четыре угла. Расчётный пролёт вдоль граней составляет 2,7 м.  
Кроме собственного веса на плиты может действовать монтажная на-  
грузка  $q = 0,75 \cdot 1,2 = 0,9 \text{ кН/м}^2$ .

Приведённая толщина плиты  $\delta_1 = 4$  см.

$$\text{Тогда } M = \frac{q l^2}{8} = \frac{3 \cdot (0,04 \cdot 25 \cdot 1,1 + 0,9) \cdot 2,7^2}{8} = 5,4 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Полагая в запас, что все усилия восприниматься будут диагональ-  
ными рёбрами, площадь, арматуры может быть определена по формуле

$$A_s = \frac{M}{0,9 h_0 R_s} = \frac{5,4 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 17 \cdot 355} = 1 \text{ см}^2.$$

Принимаем стержни  $\varnothing 12$  А400 с  $A_s = 1,313 \text{ см}^2$ .

### Расчёт опорного контура оболочки

Расчёт опорного контура производится на действие сдвигающих усилий и поперечных сил. Так как  $Q$  имеют небольшое значение, то для их восприятия достаточно конструктивного поперечного армирования. Поэтому расчёт производим только на сдвигающие усилия.

Определяем сдвигающие усилия в характерных точках контурного бруса (в месте опирания на колонны) (рис. 7):

$$S_1 = 251 \text{ кН/м};$$

$$S_2 = \frac{136 - 79}{3,6} \cdot 2,4 + 79 = 117 \text{ кН/м};$$

$$S_3 = \frac{46 - 21}{3,6} \cdot 1,2 + 21 = 29 \text{ кН/м};$$

$$S_4 = 0.$$

Расчётные усилия в элементах контурного бруса:

$$N_1 = \frac{251 + 117}{2} \cdot 6 = 1104 \text{ кН};$$

$$N_2 = \frac{117 + 29}{2} \cdot 6 = 438 \text{ кН};$$

$$N_3 = \frac{29 + 0}{2} \cdot 6 = 87 \text{ кН}.$$

Схема расположения балок приведена на рис. 7.

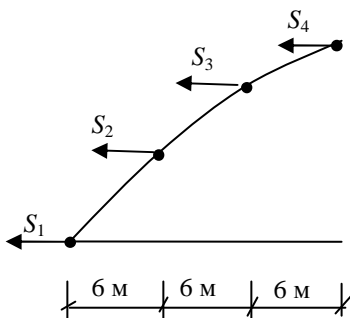


Рис. 7. Схема расположения расчётных точек контурного бруса

Балки Б-1  
Арматура А400

$$A_s^{\text{TP}} = \frac{N}{R_s} = \frac{1104 \cdot 10}{355} = 31,1 \text{ см}^2.$$

Принимаем 6 Ø 28 А400 с  $A_s = 36,95 \text{ см}^2$ .

$$A_s^{\text{TP}} = \frac{N}{R_s} = \frac{438 \cdot 10}{355} = 12,3 \text{ см}^2.$$

Принимаем 6 Ø 18 А400 с  $A_s = 15,27 \text{ см}^2$ .

Балки Б-3

$$A_s^{\text{TP}} = \frac{87 \cdot 10}{355} = 2,5 \text{ см}^2.$$

Принимаем 6 Ø 12 А400 с  $A_s = 6,78 \text{ см}^2$ .

Армирование элементов покрытия приведено на рис. 9 – 12.

### Расчёт стыка контурного ригеля

Стык усматривается с площадью сварки закладных деталей балок Б-1 и Б-2 накладкой.

Материал накладки и закладных деталей – сталь С255 с  $R_y = 240 \text{ МПа}$ .

Параметры сварного шва. Сварка ручная электродам Э-42.

$$R_{wf} = 0,45 \frac{R_{wm}}{\gamma_{wm}} = \frac{0,55 \cdot 410}{1,25} = 180 \text{ МПа}, \quad \beta_f = 0,7.$$

$$R_{wz} = 0,45 R_{wm} = 0,45 \cdot 380 = 170 \text{ МПа}, \quad \beta_z = 1.$$

$$R_{wf} \beta_f = 180 \cdot 0,7 = 126 \text{ МПа} < R_{wz} \beta_z = 170 \cdot 1 = 170 \text{ МПа}.$$

При центральном растяжении суммарная длина сварных швов при катете  $k_f = 0,8 \text{ см}$ :

$$l_f = \frac{N}{R_{wf} B_f h_f} + 1 = \frac{438 \cdot 10}{0,8 \cdot 126} + 1 = 44,4 \text{ см},$$

где  $N = 438 \text{ кН}$  – значение сдвигающей силы в месте стыка.

Соединение балок опорного контура между собой с помощью стальных накладок обеспечивает необходимую длину сварных швов (рис. 13).

Устраивать  
набелонку тол-  
щиной 30 мм из  
бетона В20 по  
периметру всего  
покрытия шири-  
ной 7,2 м

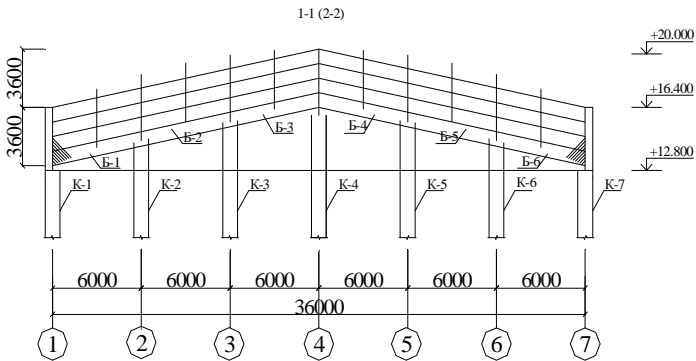
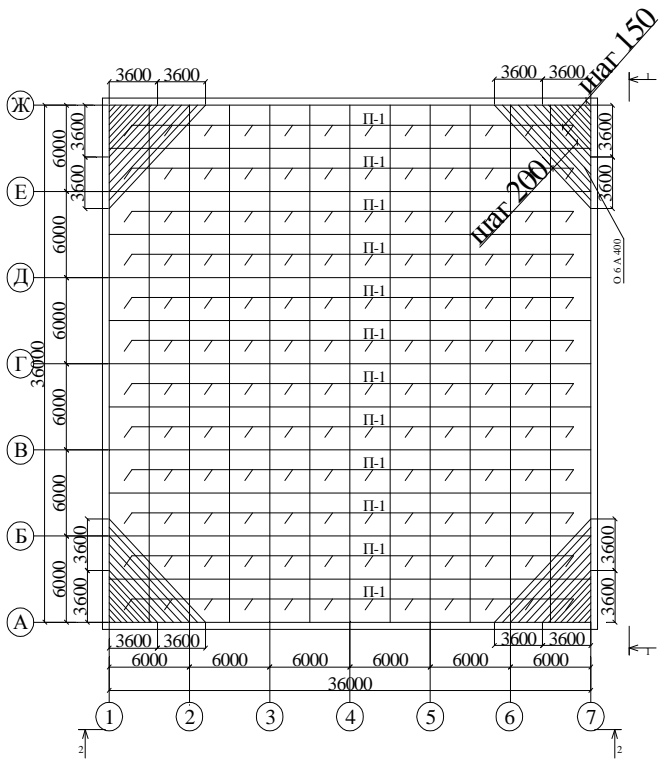


Рис. 8. Оболочка положительной гауссовой кривизны

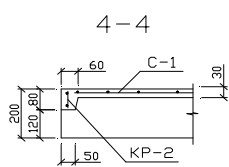
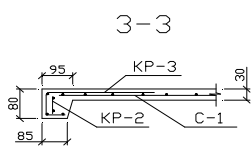
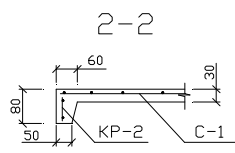
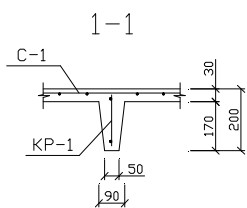
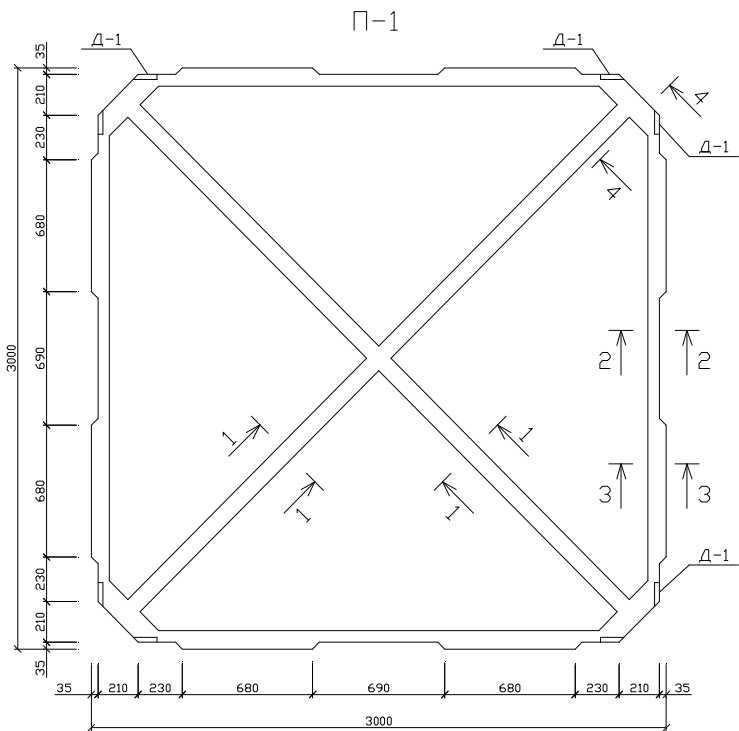


Рис. 9. Плита оболочки П-1

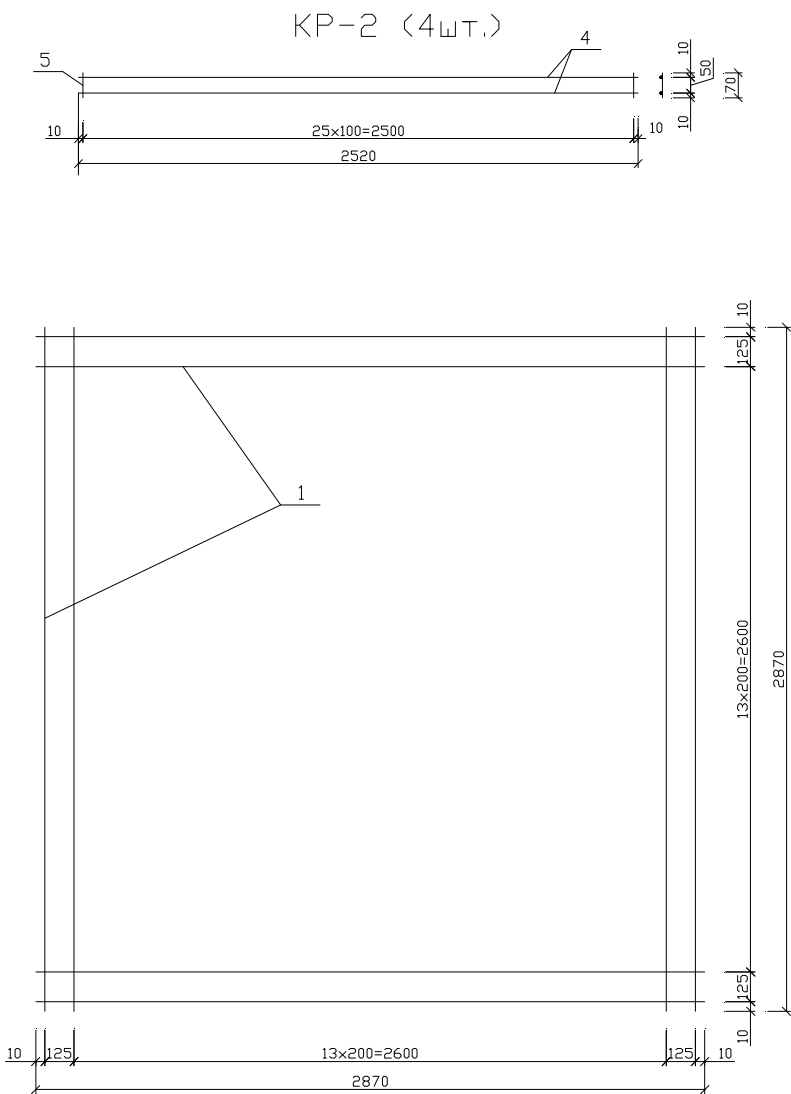


Рис. 10. Сетка С-1, каркас Кр-2

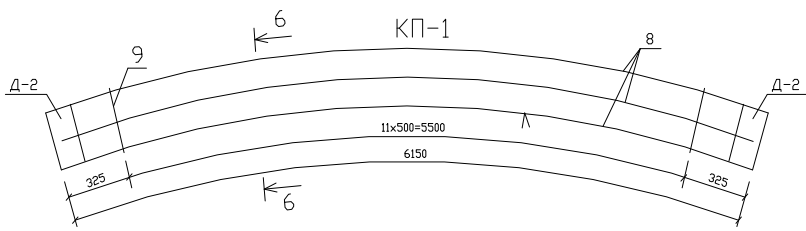
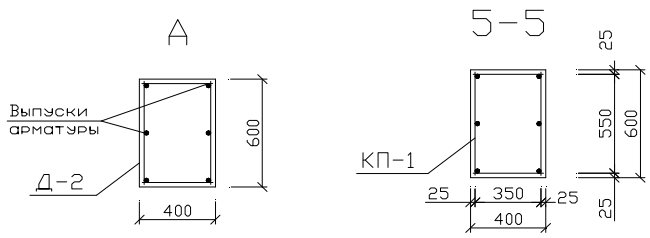
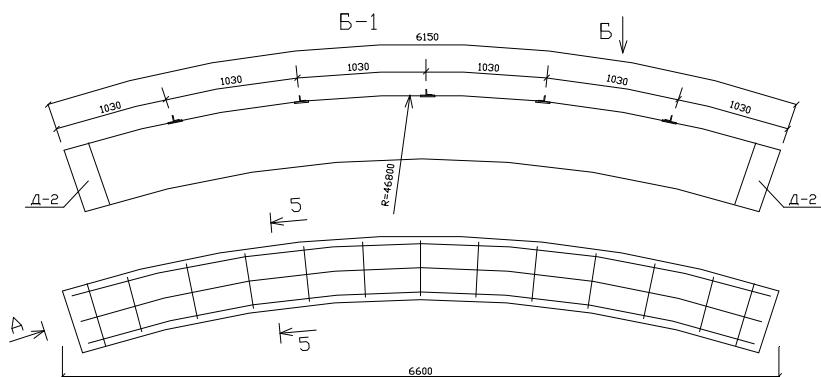
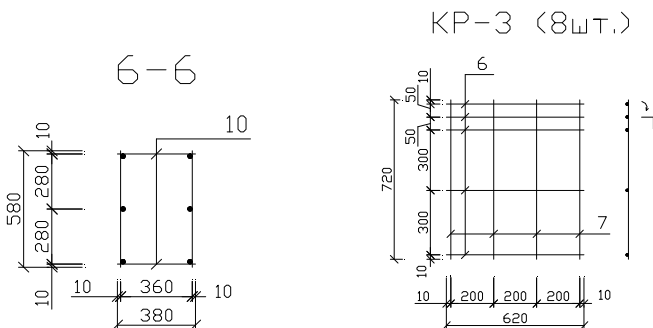


Рис. 11. Балка опорного контура Б-1, схема армирования, каркас КП-1





### Спецификация арматуры

№ позиции	Наименование	Обозначение	Кол-во шт.	Примечание
	Плита оболочки	П-1	100	
Арматурные изделия				
	Сетка	С-1	1	
1		Ø4 В500 1 = 2870	28	
2	Каркас	Кр-1	2	
3		Ø12 А400 1 = 3520	2	
4		Ø3 В500 1 = 180	36	
	Каркас	Кр-2	4	
5		Ø10 А400 1 = 2520	2	
6		Ø3 В500 1 = 70	26	
	Каркас	Кр-3	8	
7		Ø5 В500 1 = 620	5	
		Ø5 В500 1 = 720	4	
	Материал	Бетон В30	0,36	м <sup>3</sup>
	Балка	Б-1	8	
	Каркас	КП-1	1	
8		Ø28 А400 1 = 6150	6	
9		Ø8 А400 1 = 580	24	
10		Ø8 А400 1 = 380	24	
	Материал	Бетон В20	1,5	м <sup>3</sup>

Рис. 12. Каркас Кр-3, сечение 6–6, спецификация арматуры

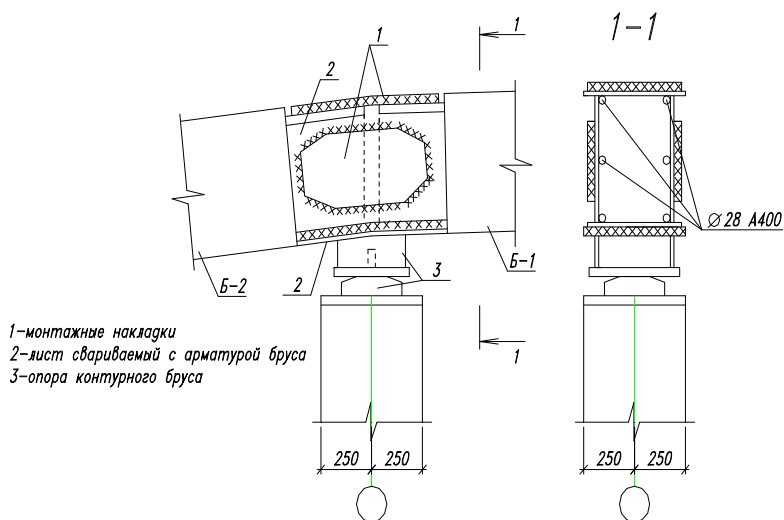
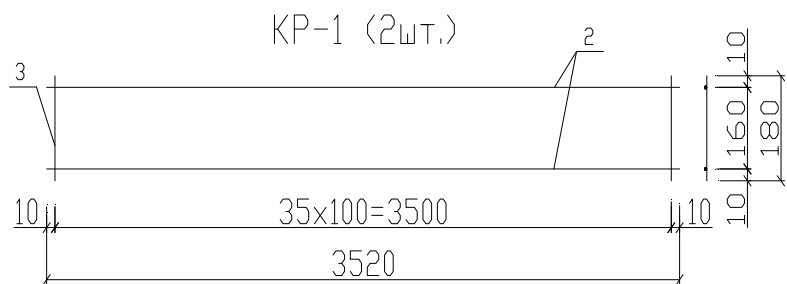


Рис. 13. Каркас Кр-1, узел сопряжения балок опорного контура

## 2. ЦИЛИНДРИЧЕСКИЕ ОБОЛОЧКИ

### 2.1. ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ

Цилиндрическими оболочками называются тонкостенные конструкции, состоящие из следующих основных элементов:

- тонкой плиты, очерченной по цилиндрической поверхности (собственно оболочки);
- бортовых элементов, окаймляющих оболочку вдоль крайних образующих;
- поперечных диафрагм по криволинейным краям, опирающихся на колонны или стены.

Расстояние между осями опорных диафрагм  $l_1$  называется пролётом оболочки. Расстояние между бортовыми элементами  $l_2$  называется длиной волны. Высота оболочки, включая бортовые элементы, обозначается через  $h$ . Стрела подъёма оболочки без бортовых элементов обозначается через  $f$ . Направление по образующей вдоль пролёта  $l_1$  называется продольным, а по направляющей вдоль пролёта  $l_2$  – поперечным.

Многоволновые оболочки монолитно связаны между собой и имеют общие бортовые элементы. При этом различают крайние и промежуточные бортовые элементы.

Цилиндрические оболочки в зависимости от отношения пролёта к длине волны условно подразделяются на длинные – при  $l_1/l_2 \geq 1$  и короткие – при  $l_1/l_2 \leq 1$ .

### 2.2. РЕКОМЕНДАЦИИ ПО РАСЧЁТУ ДЛИННЫХ ЦИЛИНДРИЧЕСКИХ ОБОЛОЧЕК

В общем случае определение усилий в длинных цилиндрических оболочках рекомендуется производить с учётом деформации поперечного контура в соответствии с полумоментной теорией. При этом изгибающие моменты  $M_1$ , действующие на площадках поперечного сечения оболочки, соответствующие им поперечные силы  $Q_1$ , а также крутящие моменты  $T$  и  $T_1$  принимаются вследствие незначительной величины равными нулю (рис. 14).

Силы  $N$ , действующие нормально к площадкам продольного сечения, а также возникающие на тех же площадках поперечные силы  $Q$  учитываются в расчёте, но не оказывают непосредственного влияния на подбор сечений. Размеры сечений определяются в первую очередь величинами нормальных усилий  $N_1$ , действующих на площадках поперечного сечения, скалывающими усилиями  $S$  и изгибающими моментами  $M$ , возникающими на площадках продольного сечения оболочки.

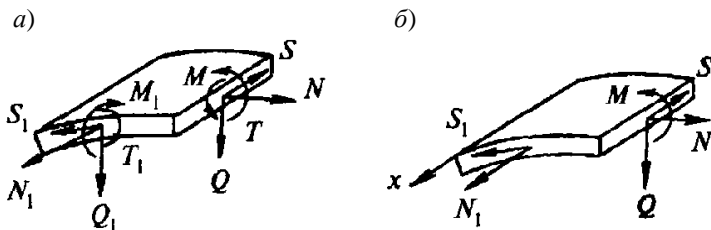


Рис. 14. Усилия, действующие в длинных цилиндрических оболочках: а – полная схема усилий; б – усилия, учитываемые при расчёте

В ряде частных случаев (например, в конструкциях, опёртых по углам, при действии равномерно распределённой нагрузки и большой величине отношения  $l_1/l_2$ , при большой жёсткости поперечных рёбер и др.) взаимное влияние поперечных изгибающих моментов и продольных усилий отсутствует или настолько незначительно, что для упрощения расчёта ими можно пренебречь и рассчитывать оболочки как балки криволинейного поперечного сечения. В каждом отдельном случае применение упрощённых методов расчёта должно быть мотивированным.

Длинные цилиндрические оболочки по прочности, жёсткости и трещиностойкости рекомендуется рассчитывать с учётом образования трещин в бортовых элементах и плите, и трещин вдоль образующих в плите (или трещин в поперечных рёбрах, которые в сборных конструкциях могут образовываться уже на стадии монтажа конструкции). Косые трещины в углах практически не влияют на распределение усилий при эксплуатационных нагрузках в средних, расчётных сечениях оболочки и при расчёте не учитываются (рис. 15).

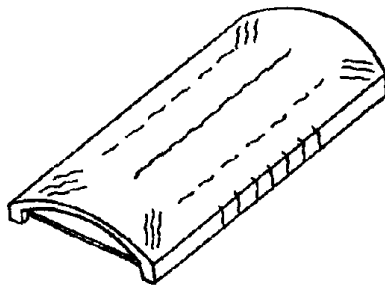


Рис. 15. Схема трещин в длинной цилиндрической оболочке

Для расчёта длинных цилиндрических оболочек по образованию и раскрытию трещин, жёсткости и прочности используется тот же метод расчёта с учётом деформаций поперечного контура, что и для упругой системы.

В продольных сечениях оболочки действуют изгибающие моменты и небольшие по величине нормальные силы. Снижение жёсткости продольных сечений незначительно влияет на прогибы и несущую способность оболочки. Поэтому для упрощения расчёта рекомендуется после появления трещин рассматривать продольные сечения как изгибаемые, определяя жёсткость, раскрытие трещин и прочность по формулам СП 52-102.

### 2.3. КОНСТРУИРОВАНИЕ ДЛИННЫХ ЦИЛИНДРИЧЕСКИХ ОБОЛОЧЕК

#### *Выбор схемы и очертаний элементов цилиндрических оболочек*

Высоту оболочки  $h$ , включая высоту сечения бортовой балки, рекомендуется назначать равной  $(1/6...1/8) l_1$ , а стрелу подъёма  $f$  равной  $(1/6...1/8) l_2$ .

Продольные края оболочки в пролёте могут оставаться свободными или опираться на колонны или стены.

Поперечное сечение оболочек может быть очерчено по дуге круга, эллипса или по другой кривой. Рекомендуется принимать круговое очертание как наиболее простое в производстве работ.

Сборные и сборно-монолитные цилиндрические оболочки обычно выполняют ребристыми. Монолитные оболочки предпочтительно делать гладкими, так как устройство рёбер усложняет производство работ.

Бортовые элементы, в которых размещается основная растянутая арматура, существенно снижают величину напряжений растяжения, уменьшают вертикальные и горизонтальные перемещения краёв оболочки. Размеры сечений бортовых элементов определяются расчётными и конструктивными соображениями. Примерную высоту сечения бортовых элементов в долях пролёта  $l_1$  рекомендуется принимать равной  $1/20...1/30$ .

Средние и торцевые диафрагмы устраиваются обычно в виде арок с затяжкой. Это решение наиболее экономично по расходу материалов. При небольшом пролёте волны оболочки и небольшой стреле подъёма диафрагмы могут проектироваться в виде балок переменной высоты.

Фонарные проёмы и другие отверстия рекомендуется располагать в верхней части оболочки в продольном направлении. Размер отверстий в поперечном направлении рекомендуется назначать не более  $(1/4...1/3) l_2$ , в продольном направлении размеры отверстий не ограничиваются.

### *Предварительное определение сечений элементов оболочек*

Для расчёта оболочек необходимо предварительно задаться размерами сечений их элементов. Для монолитных оболочек толщина плиты может назначаться равной  $(1/200 \dots 1/300) l_2$ , но не менее 50 мм. Толщина плит сборных и сборно-монолитных оболочек принимается не менее 30 мм.

Во избежание местной потери устойчивости оболочки между поперечными рёбрами расстояние между ними не рекомендуется назначать больше, чем  $7\sqrt{R\delta}$ , где  $R$  – где радиус кривизны оболочки.

При наличии больших скалывающих напряжений на опорах рекомендуется, не утолщая всей оболочки или складки, делать местные утолщения у опор, которые при определении усилий не учитываются.

Продольную рабочую арматуру рекомендуется располагать в нижней части бортовых элементов.

Продольная арматура в сжатой зоне оболочки, а также на участках, где главные растягивающие напряжения меньше  $R_{bt}$ , устанавливается конструктивно через 150...250 мм, площадью не менее 0,5% сечения бетона.

Вместе с поперечной арматурой, рассчитываемой на восприятие поперечных изгибающих моментов, она образует сетку.

Сечение арматуры, необходимое для работы на поперечные моменты, определяется как для плит. В местах примыкания плиты к бортовым элементам (а также к диафрагмам) устанавливаются двойные сетки из арматуры диаметром 5...8 мм и шагом не более 20 мм.

В ребристых оболочках поперечные моменты воспринимаются основной арматурой рёбер. Рёбра армируют обычно двойной арматурой, связанной поперечными стержнями. При этом плита армируется конструктивно одиночной сеткой.

На участках, где  $\sigma_{bt} > R_{bt}$ , сечение арматуры определяется растягивающими напряжениями, действующими под углом  $45^\circ$  к образующей. Величина этих напряжений определяется по формуле

$$\sigma_{45^\circ} = \frac{\sigma_x}{2} + \tau_{xy},$$

где  $\sigma_x$  и  $\tau_{xy}$  – соответственно нормальные и сдвигающие напряжения, действующие в рассматриваемой точке.

В тех местах, где имеющаяся сетка из поперечных и продольных стержней недостаточна для восприятия главных растягивающих усилий, ставится дополнительная косая арматура под углом  $45^\circ$  к образующей или же сетка усиливается дополнительными стержнями.

В целях экономии арматуры, а также повышения трещиностойкости и жёсткости конструкции арматуру бортовых элементов оболочек и арматуру затяжек диафрагм целесообразно выполнять предварительно напряжённой.

Сборные цилиндрические оболочки собираются либо из бортовых балок длиной на пролёт, криволинейных ребристых панелей длиной на пролёт и затяжек диафрагм, либо из криволинейных ребристых панелей с примыкающими к ним частями бортовых балок. Верхним поясом диафрагм в оболочках служит усиленное ребро крайних панелей. Панели приняты размерами 3×6 и 3×12 м.

#### 2.4. РАСЧЁТ ДЛИННОЙ ЦИЛИНДРИЧЕСКОЙ ОБОЛОЧКИ (пример 2)

Требуется запроектировать покрытие зала бассейна размером в плане 60×33 м, состоящее из сборных цилиндрических оболочек пролётом 33 м.

Оболочка состоит из отдельных объёмных блоков пролётом 6 и длиной 3 м, изготовленных из бетона В40. Полка оболочки армируется сеткой из арматуры В500. Продольные рёбра армируются ненапрягаемой арматурой А400 и напрягаемой Вр1500. В оболочке предусмотрены поперечные рёбра жёсткости (рис. 17), устанавливаемые по краям и в середине блока.

##### *Исходные данные для проектирования*

Бетон В40 с  $R_b = 22$  МПа;  $R_{bt} = 1,4$  МПа;  $R_{b,ser} = 29$  МПа;  
 $R_{bt,ser} = 2,1$  МПа;  $E_b = 36\,000$  МПа.

Арматура А400 с  $R_s = 355$  МПа;  $R_{sw} = 285$  МПа.

В1500 с  $R_{sp,ser} = 1500$  МПа;  $R_{sp} = 1250$  МПа;  $E_s = 200\,000$  МПа.

##### *Сбор нагрузок на оболочку и статический расчёт*

Сбор нагрузок приведён в табл. 2.

Снеговая нагрузка для Тамбова (III снеговой район)

$$s = s_q \mu c_l = 1,8 \cdot 1 \cdot 0,68 = 1,22 \text{ кН/м}^2,$$

где  $\mu = 1 - [20, \text{прил. 3}^*]$ .

$$c_l = (1,2 - 0,1\sqrt{k}) \cdot (0,8 + 0,002B) = (1,2 - 0,1 \cdot 5\sqrt{0,85}) \cdot (0,8 + 0,002 \cdot 60) = 0,68,$$

где  $k = 0,85 - [20, \text{табл. 6}]$  для  $H = 20$  м;  $B = 60$  м.

Согласно п. 9.2.2 [5] оболочку можно рассчитывать как балку криволинейного поперечного сечения (рис. 16).

Таблица 2

Вид нагрузки	Нормативная, кН/м <sup>2</sup>	Коэффициент надёжности	Расчётная, кН/м <sup>2</sup>
Постоянная с учётом криволинейного профиля ( $k = 1,14$ ) Водоизоляционный ковёр	0,15		0,195
Утеплитель $\delta = 0,08$ м, $\gamma = 2$ кН/м <sup>3</sup>	$0,08 \cdot 2 \cdot 1,14 =$ $= 0,18$	1,3	0,22
Пароизоляция	0,014	1,2	0,017
Вес оболочки приведённой толщиной $\delta = 0,05$ м и $\gamma = 25$ кН/м <sup>3</sup>	$0,05 \cdot 25 \cdot 1,14 =$ $= 1,425$	1,2	1,567
Итого: постоянная	1,769	1,1	2
Временная снеговая	0,854		1,22
В том числе длительная	0,427		0,61
Полная, в том числе длительная	2,623 2,196		3,22 2,61

Расчётный пролёт при длине опирания оболочки 200 мм

$$l_0 = 33 - 0,2 = 32,8 \text{ м.}$$

Погонная нагрузка на оболочку

Расчётная полная  $q = 3,22 \cdot 6 = 19,32$  кН/м.

Нормативная полная  $q_{ser} = 2,623 \cdot 6 = 15,738$  кН/м.

Длительная  $g_{l,ser} = 2,196 \cdot 6 = 13,176$  кН/м.

От собственного веса  $g_{ser} = 1,425 \cdot 6 = 8,55$  кН/м.

$$q = 19,32 \text{ кН/м}$$

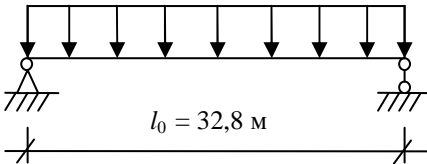


Рис. 16. Расчётная схема оболочки



Соответствующие усилия:

$$M_{\max} = \frac{ql_0^2}{8} = \frac{19,32 \cdot 32,8^2}{8} = 2598 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$Q_{\max} = \frac{ql_0}{2} = \frac{19,32 \cdot 32,8}{2} = 317 \text{ кН};$$

$$M_{ser,\max} = \frac{ql_0^2}{8} = \frac{15,738 \cdot 32,8^2}{8} = 2126 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{g,ser} = \frac{ql_0^2}{8} = \frac{8,55 \cdot 32,8^2}{8} = 1150 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{l,ser} = \frac{ql_0^2}{8} = \frac{13,176 \cdot 32,8^2}{8} = 1772 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Расчёт по 1-й группе предельных состояний

*Расчёт по нормальным сечениям на действие изгибающего момента*

Площадь напрягаемой арматуры можно определить по [5, формула 9.1]

$$A_s^{тр} = \frac{M}{0,8R_s h_0} = \frac{2598 \cdot 10^3}{0,8 \cdot 1250 \cdot 293} = 8,7 \text{ см}^2.$$

Рабочая высота  $h_0 = 303 - 10 = 193$  см.

По сортаменту принимаем продольную напрягаемую арматуру 18Ø8 Вр1500 с  $A_{sp}^{табл} = 9 \text{ см}^2$ .

Во избежание местной потери устойчивости оболочки расстояние между поперечными рёбрами должно быть не более  $7\sqrt{R\delta} = 7\sqrt{283 \cdot 3} = 204$  см, где  $R = 283$  см – радиус кривизны оболочки.

Согласно [5, п. 9.2.2] при наличии поперечных ребер влияние поперечных изгибающих моментов незначительно, поэтому криволинейная плита оболочки армируется рулонной сеткой из арматуры Ø 3 В500 с шагом  $s = 100$  мм в двух направлениях.

*Расчёт по полосе между наклонными сечениями*

Проверка производится по [13, формула 3.49].

$$Q_{\max} = 317 \text{ кН} < 0,3R_b b h_0 = 0,3 \cdot 22 \cdot 6 \cdot 293 \cdot 0,1 = 1160 \text{ кН},$$

где  $b = 2\delta = 2 \cdot 3 = 6$  см – ширину принимаем удвоенной толщине оболочки.

Расчёт по наклонным сечениям на действие поперечной силы

$$Q_{\max} = 317 \text{ кН.}$$

Минимальная поперечная сила, воспринимаемая бетоном

$$Q_{b\min} = 0,5R_{br}bh_0\varphi_n = 0,5 \cdot 1,4 \cdot 6 \cdot 293 \cdot 0,1 \cdot 1,29 = 158 \text{ кН.}$$

Коэффициент, учитывающий влияние продольных сил по [23, формула 3.53].

$$\varphi_n = 1 + 3 \frac{N_p}{N_b} - 4 \left( \frac{N_p}{N_b} \right)^2 = 1 + 3 \cdot \frac{6073}{52395} - 4 \cdot \left( \frac{6073}{52395} \right)^2 = 1,29,$$

где  $N_p = 0,7P_2 = 0,7 \cdot 8676 = 6073$  МПа·см<sup>2</sup>;  $N_b = 1,3R_bA_l = 1,3 \cdot 22 \cdot 1832 = 52395$  МПа·см<sup>2</sup>;  $A_l = 2 \cdot (3 \cdot 303 + 15,5 \cdot 20) = 1832$  см<sup>2</sup> – площадь поперечного сечения без учёта сжатых свесов.

Проверка условий, при выполнении которых поперечная арматура ставится конструктивно:

а)  $Q_{\max} = 317 \text{ кН} < 2,5R_{br}bh_0\varphi_n = 2,5 \cdot 1,4 \cdot 6 \cdot 293 \cdot 0,1 \cdot 1,29 = 792 \text{ кН};$

б)  $Q_b = 159 \text{ кН} < Q = 179 \text{ кН};$

$$Q_b = \frac{M_b}{c} = \frac{1,5\varphi_n R_{bt}bh_0^2}{3h_0} = \frac{1,5 \cdot 1,29 \cdot 1,4 \cdot 6 \cdot 293^2 \cdot 0,1}{3 \cdot 293} = \frac{139539}{3 \cdot 293} = 159 \text{ кН};$$

$$Q = Q_{\max} - q_1c = 317 - 15,66 \cdot 3 \cdot 2,93 = 179 \text{ кН},$$

где  $q_1 = (2 + 0,61) \cdot 6 = 15,66$  кН·м.

Условие б не выполняется. Поперечная арматура ставится по расчёту.

Условие прочности по [13, формула 3.50]

$$Q \leq Q_b + Q_{sw}$$

Поперечная сила, воспринимаемая хомутами

$$Q_{sw} = 0,75q_{sw}c_0.$$

Поперечная сила, воспринимаемая бетоном

$$Q_b = \frac{M_b}{c};$$

$$Q_{b1} = 2\sqrt{M_b q_1} = 2\sqrt{139539 \cdot 0,1566} = 295 \text{ кН} <$$

$$\frac{2M_b}{h_0} - Q_{\max} = \frac{2 \cdot 139539}{293} - 317 = 635 \text{ кН.}$$

При этом если  $Q_{b1} = 295 \text{ кН} > \varphi_n R_{br} b h_0 = 1,29 \cdot 1,4 \cdot 6 \cdot 293 \cdot 0,1 = 317 \text{ кН}$ , то по [13, формула 3.60] интенсивность поперечного армирования

$$q_{sw} = \frac{Q_{\max} - Q_{b1}}{1,5h_0} = \frac{317 - 295}{1,5 \cdot 293} = 0,05 \text{ кН/см.}$$

Максимальный шаг стержней

$$s_{\max} = \frac{\varphi_n R_{br} b h_0^2}{Q_{\max}} = \frac{1,29 \cdot 1,4 \cdot 6 \cdot 293^2 \cdot 0,1}{317} = 293 \text{ см} < 10 \text{ см.}$$

По конструктивным соображениям ( $2 \varnothing 3 \text{ В}500$  с  $s = 100 \text{ мм}$ )

$$q_{sw}^{\text{конст}} = \frac{285 \cdot 0,14 \cdot 0,1}{10} = 0,4 \text{ кН/см.}$$

Если хомуты учитываются в расчёте, то по [23, формула 3.56]  $q_{sw} \geq 0,25 \varphi_n R_{br} b = 0,25 \cdot 1,4 \cdot 6 \cdot 0,1 = 0,28 \text{ кН/см}$ ;

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{q_1}} = \sqrt{\frac{139\,539}{0,1566}} = 944 \text{ см.}$$

Найденное значение  $c = 944 \text{ см} >$

$$> \frac{2h_0}{1 - 0,5 \cdot \frac{q_{sw}}{\varphi_n R_{br} b}} = \frac{2 \cdot 293}{1 - 0,5 \cdot \frac{0,4 \cdot 10}{1,29 \cdot 1,4 \cdot 6}} = 718 \text{ см,}$$

тогда согласно [13, п. 3.33]

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{0,75q_{sw} + q_1}} = \sqrt{\frac{139539}{0,75 \cdot 0,4 + 0,1566}} = 553 > h_0 = 293 \text{ см.}$$

Значение  $c_0 \leq 2h_0 = 2 \cdot 293 = 586 \text{ см}$  и  $c_0 \leq c = 553 \text{ см}$ , тогда  $Q_{sw} = 0,75 \cdot 0,4 \cdot 553 = 166 \text{ кН}$ ,

$$Q_b = \frac{139\,539}{553} = 252 \text{ кН};$$

$$Q_b + Q_{sw} = 166 + 252 = 418 \text{ кН} < Q = Q_{\max} - q_{ic} = 317 - 15,66 \cdot 5,93 = 224 \text{ кН.}$$

Условие прочности выполняется.

*Расчёт оболочки по 2-й группе предельных состояний*

Определение геометрических характеристик поперечного сечения (рис. 17).

Площадь рёбер

$$A_1 = 2 \cdot 17,5 \cdot 20 + 15 \cdot 14 = 910 \text{ см}^2,$$

криволинейной части оболочки

$$A_2 = 2r\theta t_{\text{пл}} = 2 \cdot 281,5 \cdot 1,75 \cdot 3 = 2652 \text{ см}^2,$$

где  $r = 281,5$  см – средний радиус оболочки;  $t_{\text{пл}} = 3$  см – толщина плиты;  $\theta = 90^\circ$  – половина центрального угла криволинейной части ( $\sin \theta = 1$ ,  $\cos \theta = 0$ ,  $\theta = 1,57$  рад).

Общая

$$A = A_1 + A_2 = 910 + 2652 = 3562 \text{ см}^2.$$

Статический момент площади относительно нижней грани

$$s = 700 \cdot 10 + 210 \cdot 293 + 2652 \cdot (102 + 20) = 385\,774 \text{ см}^3.$$

Положение центра тяжести криволинейной части плиты от нижней грани

$$y_1 \approx r(1 - \sin \theta / \theta) = 281,5 \cdot \left(1 - \frac{1}{1,57}\right) = 102 \text{ см}.$$

Расстояние от нижней грани до центра тяжести сечения

$$y = \frac{385\,774}{3562} = 108 \text{ см}.$$

Момент инерции

$$I = 2 \cdot \frac{17,5 \cdot 20^3}{12} + 700 \cdot (108 - 10)^2 + \frac{15 \cdot 14^3}{12} + 210 \cdot (293 - 108)^2 + 2652 \cdot (122 - 108)^2 + 21\,024\,058 = 35\,480\,664 \text{ см}^4,$$

где момент для криволинейной части оболочки

$$I_2 = r^3 t_{\text{пл}} (\theta + \sin \theta \cos \theta - 2 \sin^2 \theta / \theta) = \\ = 281,5^3 \cdot 3 \cdot (1,57 - 2 \cdot 1^2 / 1,58) = 21\,024\,058 \text{ см}^4.$$

Момент сопротивления относительно нижних волокон

$$W^{\text{inf}} = \frac{35\,480\,664}{108} = 328\,524 \text{ см}^3.$$

То же верхних

$$W^{\text{sup}} = \frac{35\,480\,664}{303-108} = 181\,952 \text{ см}^3.$$

*Определение потерь предварительного напряжения арматуры*

Предварительные напряжения

$$\sigma_{sp} \leq 0,8R_{sp,ser} = 0,8 \cdot 1500 = 1200 \text{ МПа.}$$

Принимаем  $\sigma_{sp} = 1150$  МПа.

Потери предварительных напряжений определяются по [13]. Натяжение осуществляется механическим способом.

Первые потери от релаксации напряжений арматуры

$$\Delta\sigma_{sp1} = \left(0,22 \frac{\sigma_{sp}}{R_{sp,ser}} - 0,1\right) \sigma_{sp} = \left(0,22 \cdot \frac{1150}{1500} - 0,1\right) \cdot 1150 = 79 \text{ МПа.}$$

Потери от температурного перепада  $\Delta t = 0$ ,  $\Delta\sigma_{sp2} = 0$ .

Потери от деформации стальной формы  $\Delta\sigma_{sp3} = 30$  МПа.

Потери от деформации анкеров, расположенных у натяжных устройств

$$\Delta\sigma_{sp4} = \frac{\Delta l}{l} E_s = \frac{2}{34\,000} \cdot 200\,000 = 12 \text{ МПа.}$$

Сумма первых потерь  $\sum \Delta\sigma_{spi} = 79 + 12 + 30 = 121$  МПа.

Максимальные напряжения обжатия в бетоне от усилия предварительного обжатия без учёта веса оболочки

$$\sigma_{bp} = \frac{P_1}{A} + \frac{P_1 l_{op} y}{I} = \frac{9261}{3562} + \frac{9261 \cdot 98 \cdot 108}{35\,480\,664} = 5,3 \text{ МПа,}$$

где  $P_1 = A_{sp}^{\text{табл}} (\sigma_{sp} - \sum \Delta\sigma_{spi}) = 9 \cdot (1150 - 121) = 9261 \text{ МПа} \cdot \text{см}^2$ ;  $l_{op} = y - a = 53 - 10 = 143 \text{ см.}$

Передачная прочность  $R_{bp} = 0,7 \cdot 40 = 28 \text{ МПа} > \frac{\sigma_{bp}}{0,9} = \frac{5,3}{0,9} = 6 \text{ МПа.}$

Вторые потери

Потери от усадки бетона  $\Delta\sigma_{sp5} = \varepsilon_{b,sh} E_s = 0,00025 \cdot 200\,000 = 50 \text{ МПа.}$

Деформация усадки бетона  $\varepsilon_{b,sh} = 0,00025$  для бетона В40 [13, п. 2.31].

Потери от ползучести бетона

$$\Delta\sigma_{sp6} = \frac{0,8\varphi_{b,cr} \alpha\sigma_{bp}}{1 + \alpha\mu_{sp} \left(1 + \frac{l_{op} y_s A}{I}\right) (1 + 0,8\varphi_{b,cr})} =$$

$$= \frac{0,8 \cdot 1,9 \cdot 5,56 \cdot 1,9}{1 + 5,56 \cdot 0,0025 \cdot \left(1 + \frac{98 \cdot 108 \cdot 3562}{35\,480\,664}\right) \cdot (1 + 0,8 \cdot 1,9)} = 15 \text{ МПа},$$

где  $\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{200\,000}{36\,000} = 5,56$ ;  $\varphi_{b,cr} = 1,9$  – [13, табл. 2.6] для бетона В40 и нормальной влажности.

Напряжения в бетоне на уровне центра тяжести растянутой арматуры с учётом собственного веса оболочки

$$\sigma_{bp} = \frac{P_1}{A} + \frac{P_1 e_{op} l_{op}}{I} - \frac{M_{g,ser} l_{op}}{I} = \frac{9261}{3562} + \frac{9261 \cdot 98 \cdot 98}{35\,480\,664} -$$

$$- \frac{1150 \cdot 10^3 \cdot 98}{35\,480\,664} = 1,9 \text{ МПа};$$

$$\mu_{sp} = \frac{A_{sp}^{\text{табл}}}{A} = \frac{9}{3562} = 0,0025.$$

Полные потери  $\sum \Delta \sigma_{sp} = 121 + 50 + 15 = 186 \text{ МПа} > 100 \text{ МПа}$

Усилие  $P_2 = 9 \cdot (1150 - 186) = 8676 \text{ МПа} \cdot \text{см}^2$ .

*Расчёт по образованию нормальных трещин*

а) в верхней зоне от усилия предварительного обжатия

Условие трещинообразования  $M \leq M_{crc}$ , где  $M = M_p = P_1(e_{op} - r_{inf}) = 9261 \cdot (98 - 92) \cdot 10^{-3} = 55,5 \text{ кН} \cdot \text{м}$ .

Расстояние до нижней ядровой точки

$$r_{inf} = \frac{W_{inf}}{A} = \frac{328\,524}{3562} = 92 \text{ см};$$

$$M_{crc} = M_{g,ser} + \gamma R_{bt,ser}^p W^{\text{sup}} = 1150 + 1,15 \cdot 1,65 \cdot 181\,952^3 \cdot 10 = 1495 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

где  $R_{bt,ser}^p = 1,65 \text{ МПа}$  – сопротивление бетона растяжению, класс которого соответствует передаточной прочности,  $\gamma = 1,15$  – [13, табл. 4.1] для элемента таврового сечения с полкой в растянутой зоне.

Так как  $M = 55,5 \text{ кН}\cdot\text{м} < M_{crc} = 1445 \text{ кН}\cdot\text{м}$ , то трещины в нижней зоне не образуются;

б) в нижней зоне от внешней нагрузки

$$M = M_{ser,max} = 2126 \text{ кН}\cdot\text{м},$$

$$M_{crc} = M_p + \gamma R_{bt,ser} W^{inf} = 1669 + 1,3 \cdot 2,1 \cdot 328\,524 \cdot 10^{-3} = 897 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_p = P_2(e_{op} + r_{sup}) = 8776 \cdot (98 + 92) \cdot 10^{-3} = 1669 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$r_{sup} = \frac{W^{sup}}{A} = \frac{328\,524}{3562} = 92 \text{ см},$$

где  $\gamma = 1,3$  – [13, табл. 4.1] для элемента таврового сечения с полкой в сжатой зоне.

Так как  $M = 2126 \text{ кН}\cdot\text{м} < M_{crc} = 1669 + 897 = 2566 \text{ кН}\cdot\text{м}$ , то трещины в нижней зоне не образуются.

### *Расчёт прогиба оболочки*

Прогиб оболочки

$$f = \left(\frac{1}{r}\right)_{\max} \rho l_0^2,$$

где кривизна оболочки без трещин в растянутой зоне от действия длительных нагрузок (прогиб ограничен эстетическими требованиями и кратковременные нагрузки не учитываются) по [13, формула 4.29].

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{\max} = \left(\frac{1}{r}\right)_2 - \left(\frac{1}{r}\right)_3 = 4 \cdot 10^{-6} - 8 \cdot 10^{-7} = 3,2 \cdot 10^{-6} \frac{1}{\text{см}}.$$

Кривизна от продолжительного действия длительных нагрузок

$$\left(\frac{1}{r}\right)_2 = \frac{M_{l,ser}}{E_{b1} I} = \frac{1772 \cdot 10^{-3}}{12\,414 \cdot 35\,480\,664} = 4 \cdot 10^{-6} \frac{1}{\text{см}},$$

$$\text{где } E_{b1} = \frac{E_b}{1 + l_{b,cr}} = \frac{36\,000}{1 + 1,9} = 12\,414 \text{ МПа}.$$

Кривизна от непродолжительного действия усилия предварительного обжатия

$$\left(\frac{1}{r}\right)_3 = \frac{P_2 e_{op}}{E_{b1} I} = \frac{8776 \cdot 98}{0,85 \cdot 36\,000 \cdot 35\,480\,664} = 8 \cdot 10^{-7} \frac{1}{\text{см}};$$

$$\rho = s/48 - [13, \text{табл. 4.3}].$$

$$f = 3,2 \cdot 10^{-6} \cdot \frac{5}{48} \cdot 3280^2 = 3,6 \text{ см} < f_n = \frac{l_0}{200} = \frac{3280}{200} = 16,4 \text{ см}.$$

Прогиб оболочки меньше предельного.

Армирование элементов покрытия приведено на рис. 18 – 20.

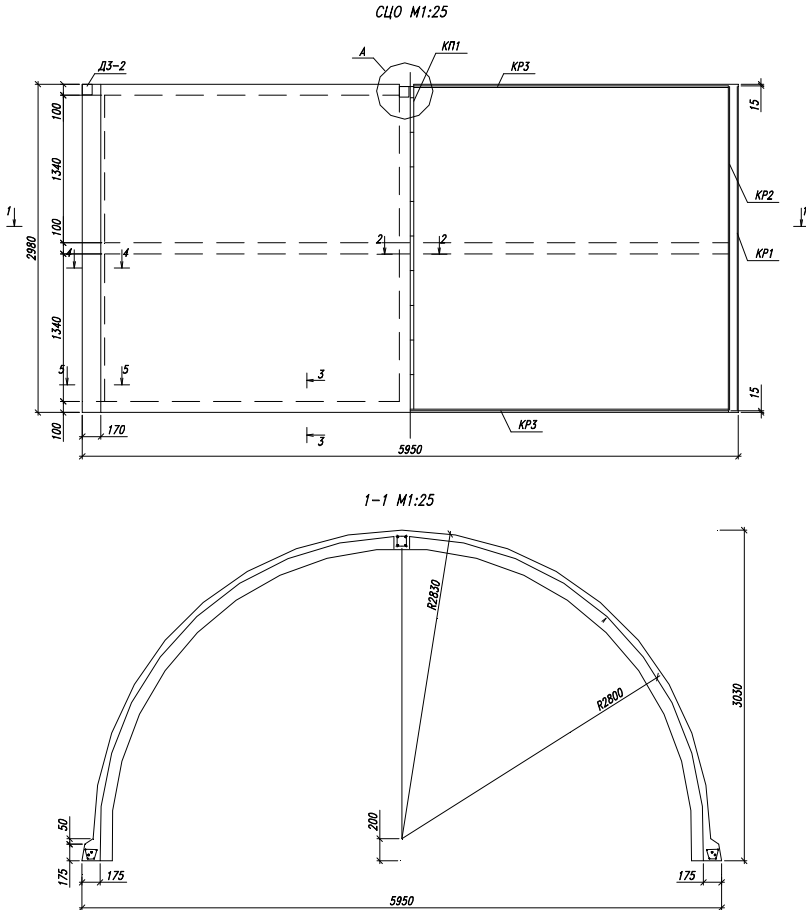
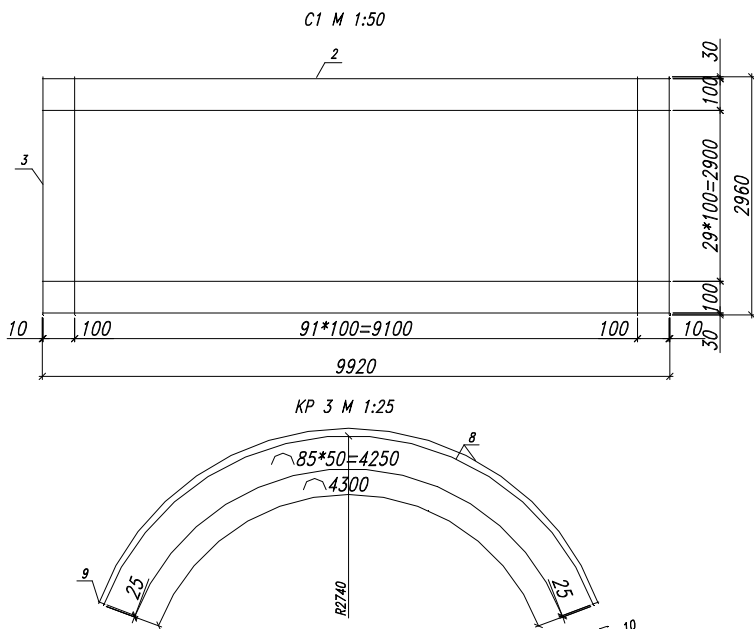
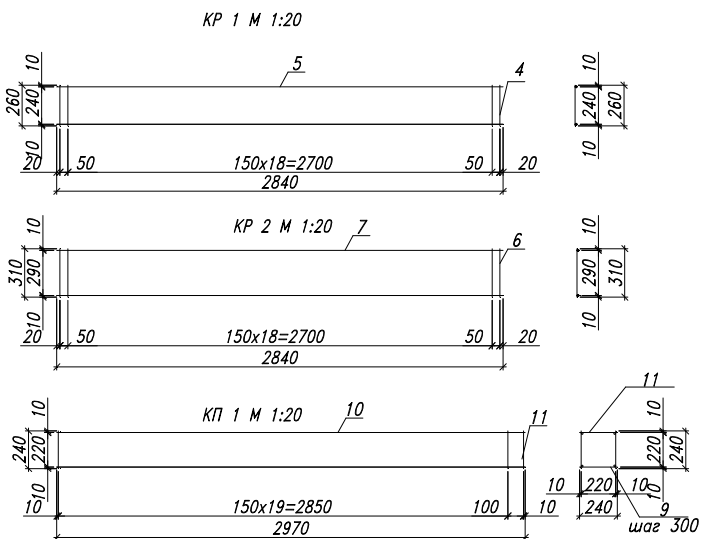


Рис. 17. Блок цилиндрической сборной оболочки





**Рис. 18. Сетка С-1, каркас Кр-3**



**Рис. 19. Каркасы Кр-1; Кр-2; Кр-3, сечения**

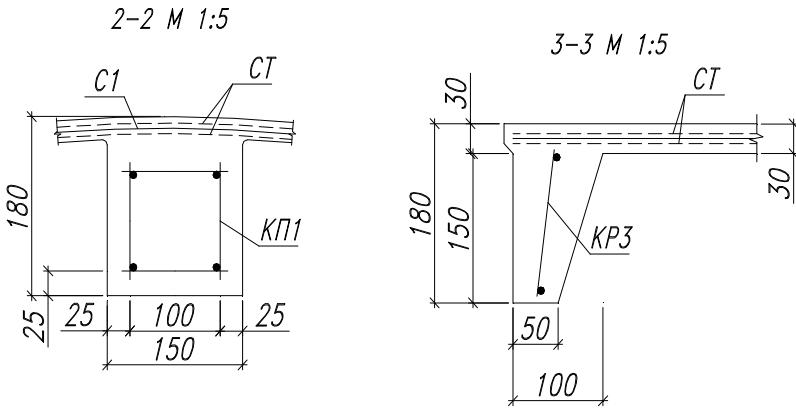


Рис. 19. Продолжение

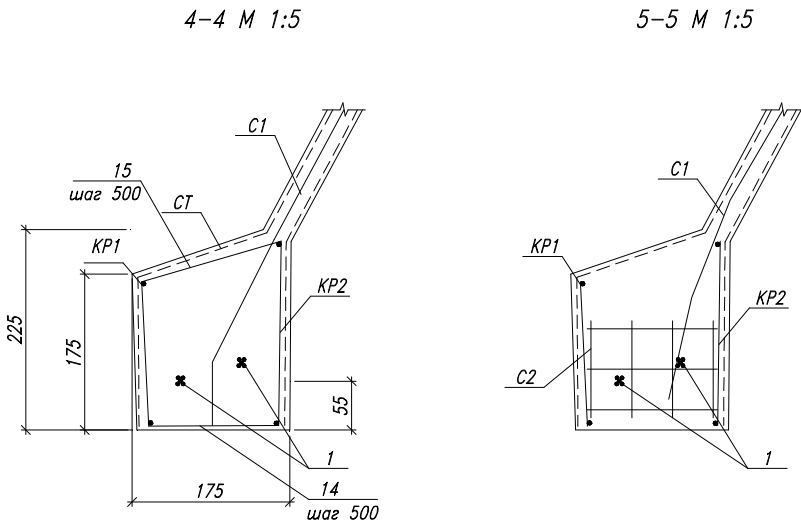


Рис. 20. Сечения 4-4, 5-5, ведомость арматуры

### Ведомость арматуры

Марка изделия	№ позиции	Наименование	Кол-во, шт.	Масса позиции, кг	Общая масса, кг
	1	Ø8 В1500 1 = 33000	18	13	234
С-1	2	Ø3 В50 1 = 9120	30	0,47	14,2
	3	Ø3 В500 1 = 2970	92	0,15	14,2
Кр-1	4	Ø4 В500 1 = 140	21	0,012	0,27
	5	Ø12 А300 1 = 2830	2	2,25	4,5
Кр-2	6	Ø12 А300 1 = 2830	2	2,25	4,5
	7	Ø4 В500 1 = 190	21	0,017	0,37
Кр-3	8	Ø10 А300 1 = 8355	2	5,1	10,2
	9	Ø4 В500 1 = 140	152	0,01	1,7
КП-1	10	Ø12 А300 1 = 2930	4	2,6	10,4
	11	Ø4 В500 1 = 120	80	0,01	0,88
С-2	12	Ø5 В500 1 = 160	3	0,025	0,07
	13	Ø5 В500 1 = 120	4	0,018	0,07
	14	Ø4 В500 1 = 170	17	0,017	1,12
	15	Ø4 В500 1 = 140	17	0,01	0,0

Рис. 20. Продолжение

### 3. ОБОЛОЧКИ ГИПАР

#### 3.1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

Оболочка, срединная поверхность которой представляет гиперболический параболоид, называется гипаром.

Срединная поверхность оболочки гипар представляет трансляционную линейчатую неразвёртывающуюся антиклассическую поверхность (т.е. поверхность отрицательной гауссовой кривизны).

Со строительной, эксплуатационной, конструктивной и архитектурной точек зрения оболочки гипар обладают многими положительными свойствами: линейчатость поверхности позволяет упростить устройство опалубки, упростить заготовку арматуры, облегчить отделку поверхности. Оболочка обладает относительно высокой устойчивостью. Путём сочетания нескольких оболочек гипар в одну составную оболочку можно получить много интересных со строительной и архитектурной точек зрения решений для покрытия зданий и сооружений с квадратным, прямоугольным и многоугольным планом.

В строительстве оболочки применяются 2-х типов:

- оболочки с контуром, состоящим из кривых линий, имеющих седловидную форму (рис. 21, *a*);
- оболочки гипар с контуром, состоящим из прямых линий.

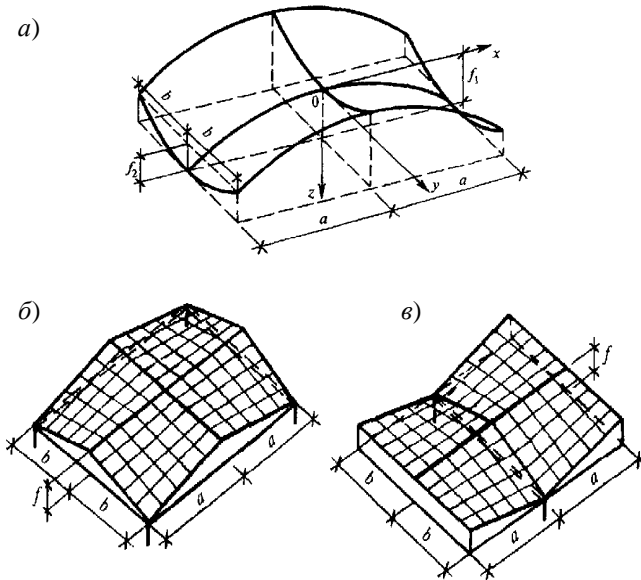


Рис. 21. Типы гипаров

При небольших размерах сторон  $a$  и  $b$  оболочки гипар с контуром, состоящим из прямых линий, могут быть осуществлены целиком как один сборный элемент, без членения на блоки меньшего размера. При значительных размерах перекладываемого плана членение на сборные элементы целесообразно выполнять вертикальными плоскостями, параллельными сторонам контура.

Оболочки в форме гиперболического параболоида на квадратном и прямоугольном планах применяют для покрытий производственных, общественных и складских зданий. Размеры перекрываемого плана могут изменяться в пределах от 10 до 70 м и более.

В покрытиях могут быть использованы однолепестковые и многолепестковые гипары.

Во многих случаях гипары являются распорными конструкциями. Возникающий распор рекомендуется воспринимать затяжками. На рисунке 21  $b, в$  двойными пунктирными линиями показаны схемы расположения затяжек в различных покрытиях из четырёхлепестковых гипаров. В однолепестковых гипарах, опёртых на два противоположных угла, затяжку устанавливают между опорами.

Особое внимание при расчёте и конструировании оболочек отрицательной гауссовой кривизны рекомендуется уделять несимметричным нагрузкам. Они во многих случаях вызывают большие напряжения и деформации, чем симметричные. Гипары могут воспринимать значительные сосредоточенные нагрузки, приложенные к рёбрам.

### 3.2. РЕКОМЕНДАЦИИ ПО РАСЧЁТУ

Усилия и перемещения рекомендуется определять исходя из предположения упругой работы материала по моментной теории с учётом действительных жёсткостей контурных элементов и коньковых балок.

Несущую способность гладких гипаров на квадратном плане при действии равномерно распределённой нагрузки можно определить по теории предельного равновесия согласно [5].

Предельная нагрузка  $q$  на оболочку включает массу оболочки, контурных рёбер и коньковых балок

$$q = p + g + g_e,$$

где  $p$  – интенсивность предельной внешней нагрузки;  $g$  – равномерно распределённая нагрузка от веса оболочки;  $g_e$  – приведённая равномерно распределённая нагрузка от веса контурных рёбер.

Оболочки могут опираться по контуру на ряд стоек. В зависимости от взаимного расположения оболочек при действии равномерно распределённой нагрузки в контурных элементах и кольцевых балках

возникают сжимающие либо растягивающие усилия.

Расчёт гипаров приближенно может производиться по безмоментной теории согласно требованиям СП52-117–2008.

Расчёт гипаров приближенно может производиться по безмоментной теории. Под действием равномерно распределённой нагрузки  $q$  в оболочке возникает сила сдвига, которая постоянна по всей срединной поверхности

$$Q_{fs} = q \frac{ab}{2h}. \quad (8)$$

Усилия  $N_1$  и  $N_2$  – действующие в оболочке, зависят от одной ординаты. Так  $N_1$  действуют параллельно оси  $x$ , зависят от  $y$  и для какой-то определённой ординаты  $y$  имеют постоянное значение по всей длине оболочки. Эпюра для  $N_2$  аналогична.

Если допустить, что контур гипара абсолютно податлив из плоскости, то нормальные усилия здесь обращаются в нуль. Таким образом, под действием равномерно распределённой вертикальной нагрузки напряжённое состояние гипара характеризуется только сдвигающими усилиями постоянной интенсивности. Следовательно, главные напряжения, определяемые по формуле (9), равны по интенсивности сдвигающим, но направлены под углом  $45^\circ$  к ним. Контурные элементы четырёхлепесткового гипара испытывают сжатие.

При этом наклонные сжаты в направлении к опорам. Величина сжатия изменяется от нуля в коньке до максимального значения на опоре. Коньковые (горизонтальные) – в направлении к оси симметрии.

Максимальные усилия сжатия в контурных рёбрах определяются по формуле (10)

$$\tau = \sigma_{bt} = \frac{Q_{fs}}{tb}; \quad (9)$$

$$N_{\max} = Q_{fs} l, \quad (10)$$

где  $l$  – длина ребра.

Распор в затяжке

$$H = N_{\max} \cos \alpha, \quad (11)$$

где  $\alpha$  – угол наклона ребра.

Главные растягивающие усилия  $N_{p,t}$  в плите оболочки воспринимаются арматурой. Арматура укладывается параллельно образующим гипара. Поэтому в каждом направлении арматура воспринимает не всё усилие  $N_{p,t}$ , а только его проекцию на данное направление.

$$A_s = \frac{N_s}{R_s} = \frac{N_{p,t} \cos 45^\circ}{R_s} = \frac{Q_{fs} \cos 45^\circ}{R_s}. \quad (12)$$

Прочность четырёхлепесткового гипара на действие вертикальной симметричной нагрузки можно проверить, рассчитав конструкцию как трёхшарнирную арку.

### 3.3. КОНСТРУИРОВАНИЕ ГИПАРОВ

Гипары могут выполняться сборными и монолитными. Монолитные оболочки, как правило, конструируются гладкими, без рёбер. В сборном варианте разрезка на плиты осуществляется по направлению прямолинейных образующих и направляющих. Плиты по краям окаймляются рёбрами. Геометрические размеры и армирование рёбер назначают, как правило, в соответствии с требованиями монтажа. Совпадение геометрии двух поверхностей – исходной и получаемой в результате сборки плит – достигается за счёт переменной толщины монолитных швов.

Гипары могут изготавливаться из тяжёлого и лёгкого бетонов. Гипары, как правило, проектируют с контурными элементами, в качестве которых обычно применяют бортовые балки и фермы.

Сильно искривлённые однолепестковые гипары относительно небольших пролётов (до 30 м) могут не иметь контурных элементов. Оболочки по контуру могут также опираться на ряд стоек. При больших пролётах растянутые контурные элементы и коньковые балки рекомендуется выполнять с предварительным напряжением арматуры.

Собственный вес бортовых элементов, как правило, неблагоприятно сказывается на работе опирающихся по углам гладких гипаров. Поэтому сечения бортовых элементов рекомендуется назначать минимально возможными.

При армировании необходимо учитывать, что под действием равномерной нагрузки гипары растянуты в направлении парабол, обращённых выпуклостью вниз, и сжаты в направлении парабол, обращённых выпуклостью вверх. Армирование гипаров рекомендуется осуществлять, располагая стержни по прямолинейным образующим и направляющим поверхности. Для армирования плит рекомендуется использовать сварные сетки из холоднодеформированной проволоки класса В500. Нижние углы однолепестковых и многолепестковых гипаров могут быть армированы косыми стержнями, служащими для восприятия главных растягивающих усилий. Стержни имеют криволинейное очертание и располагаются по направлению не проходящей через эти углы диагонали прямоугольного или квадратного плана оболочки.

В сборных гипарах стыки плит должны обеспечивать восприятие сдвигающих и нормальных усилий. Стыки рекомендуется проектировать с учётом указаний п. 6.4 СП52-117–2008.

### 3.4. РАСЧЁТ ОБОЛОЧКИ ЧЕТЫРЁХЛЕПЕСТКОВОГО ГИПАРА

Для покрытия здания с сеткой колонн 6×18 м приняты четырёх лепестковые параболоиды, представляющие пологую оболочку отрицательной гауссовой кривизны, отнесённую к асимптотам (рис. 21, б).

Стрела подъёма оболочки  $f = 2$  м. Оболочка выполняется сборной из четырёх плит. Каждая плита является скрученным прямоугольником с номинальными размерами 3×9 м. Учитывая небольшой пролёт оболочки, гипары выполнены в виде распорных конструкций без отдельных контурных элементов. Сбор нагрузок на покрытие приведён в табл. 3.

Снеговая нагрузка для Тамбова (III снеговой район)

$$s = s_q \mu c_e = 1,8 \cdot 1 \cdot 0,64 = 1,16 \text{ кН/м}^2,$$

где  $\mu = 1$  – по [20, прил. 3\*];

$$c_e = (1,2 - 0,1v\sqrt{k})(0,8 + 0,002B) = (1,2 - 0,1 \cdot 5\sqrt{0,85}) \cdot (0,8 + 0,002 \cdot 36) = 0,64,$$

где  $b = 36$  м – ширина здания;  $v = 5$  м/с – скорость ветра за зимний период времени;  $k = 0,85$  – при высоте здания 20 м [20, табл. 6].

**Таблица 3**

Вид нагрузки	Нормативная, кН/м <sup>2</sup>	Коэффициент надёжности, $\gamma_f$	Расчётная, кН/м <sup>2</sup>
Рубероидный ковёр и пароизоляция	0,25	1,3	0,325
Утеплитель $\delta = 0,2$ м и $\gamma = 1,25$ кН/м <sup>3</sup>	0,25	1,2	0,3
Ц/П стяжка $\delta = 0,02$ м и $\gamma = 18$ кН/м <sup>3</sup>	0,36	1,3	0,468
Собственный вес оболочки приведённой толщиной $\delta = 0,06$ м и $\gamma = 25$ кН/м <sup>3</sup>	1,5	1,1	1,65
Итого: постоянная	2,36		2,743
Снеговая,	0,81		1,16
в том числе длительная	0,4		0,58
Полная,	3,27		3,9
в том числе длительная	2,76		3,323



Оболочки изготавливаются из бетона В30 с  $R_b = 17$  МПа,  $R_{bt} = 1,15$  МПа;  $E_b = 32\,500$  МПа. Арматура А400 с  $R_s = R_{sc} = 355$  МПа.

*Расчёт по безмоментной теории*

Погонное сдвигающее усилие определяется по формуле (8)

$$Q_{fc} = \frac{3,9 \cdot 3,9}{2 \cdot 2} = 26,32 \text{ кН/м.}$$

Главные напряжения, которые по интенсивности равны сдвигающим и направлены под углом  $45^\circ$  к ним, параллельны направлениям главных парабол. По направлению выпуклой параболы действуют сжимающие напряжения, а по направлению вогнутой – растягивающие по формуле (9)

$$\tau = \sigma_{bt} = \frac{26,32 \cdot 10}{3 \cdot 100} = 0,88 \text{ МПа} < R_{bt} = 1,15 \text{ МПа.}$$

Армирование гипаров осуществляется сварной сеткой из арматуры  $\varnothing 5$  В500 с  $R_s = 415$  МПа. Площадь сечения арматуры по формуле

$$A_{s1} = A_{s2} = \frac{Q_{fs} \cos 45^\circ}{R_s} = \frac{26,32 \cdot 0,707 \cdot 10}{415} = 0,45 \text{ см}^2.$$

Принято  $7 \varnothing 3$  В500 с  $A_s^{\text{табл}} = 0,495 \text{ см}^2$ . Шаг стержней в 2-х направлениях 150 мм.

Наклонные контурные рёбра испытывают продольное сжатие, равное нулю в коньковом сечении и максимальное у опоры по формуле (10):

$$N_{b1,\max} = 26,32 \cdot \sqrt{9^2 + 2^2} = 243,7 \text{ кН;}$$

$$N_{b2,\max} = 26,32 \cdot \sqrt{3^2 + 2^2} = 95 \text{ кН.}$$

То же в горизонтальных рёбрах:

$$N_{b1,\max} = 26,32 \cdot 9 = 237 \text{ кН; } N_{b2,\max} = 26,32 \cdot 3 = 79 \text{ кН.}$$

Распор в затяжках по формуле (11):

$$H_1 = 243,7 \cdot 0,976 = 238 \text{ кН;}$$

$$H_2 = 95 \cdot 0,832 = 79 \text{ кН,}$$

где  $\text{tg } \alpha_1 = 2/9 = 0,222$ ;  $\text{tg } \alpha_2 = 2/3 = 0,666$ .

Площадь поперечного сечения затяжек:

$$A_{s1}^{\text{TP}} = \frac{238 \cdot 10}{355} = 6,7 \text{ см}^2; \quad A_{s2}^{\text{TP}} = \frac{79 \cdot 10}{355} = 2,22 \text{ см}^2.$$

Для большего пролёта  $\varnothing 32$  А400 с  $A_s = 8,04 \text{ см}^2$ ; меньшего  $\varnothing 18$  А400 с  $A_s^{\text{TP}} = 2,54 \text{ см}^2$ .

Контурные рёбра рассчитываются на центральное сжатие:

а) ребро вдоль оболочки

$$l_0 = l = \sqrt{9^2 + 2^2} = 9,2 \text{ м.}$$

Площадь арматуры по [12, формула 3.97]

$$A_s + A'_s = \frac{N - \varphi R_b A_b}{\varphi R_{sc}} = \frac{243,7 \cdot 10 - 0,87 \cdot 17 \cdot 6 \cdot 40}{0,87 \cdot 355} \cdot 40 < 0,$$

где сечение ребра  $400 \times 60$  мм (рис. 23, б);

$$\varphi = \varphi_b + 2\alpha_s (\varphi_{sb} - \varphi_b) = 0,77 + 2 \cdot 0,52 \cdot (0,77 - 0,67) = 0,87;$$

при  $\frac{l_0}{h} = \frac{920}{40} = 23$  и  $\frac{N_l}{N} = \frac{3,323}{3,9} = 0,85$  по [12, табл. 3.6]  $\varphi_b = 0,67$ ;

$$\varphi_{sb} = 0,77; \quad \alpha_s = \mu \frac{R_s}{R_b} = 0,025 \cdot \frac{355}{17} = 0,52.$$

Арматура принимается конструктивно.

$$A_s + A'_s = 0,025 \cdot 6 \cdot 40 = 6 \text{ см}^2.$$

По сортаменту 2  $\varnothing 28$  А400 с  $A_s = 6,16 \text{ см}^2$ ;

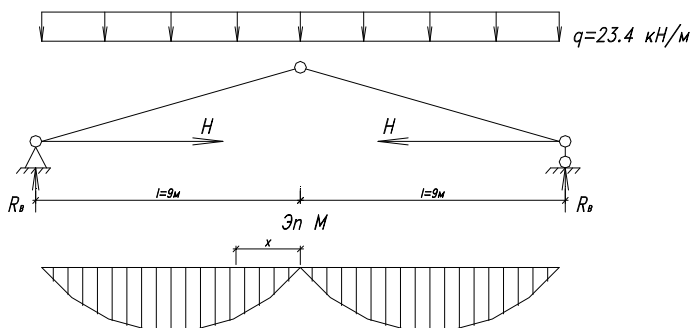
б) ребро поперёк оболочки так же армируется 2  $\varnothing 28$  А400, так как там усилие меньше, а сечение такое же.

#### *Расчёт четырёхлепесткового гипара как трёхшарнирной системы с затяжкой*

В трёхшарнирной (рис. 22) системе в контурных рёбрах действуют сжимающие усилия, в затяжке – растягивающие. Кроме того, в рёбрах действует изгибающий момент.

Распределённая нагрузка  $q = 3,9 \cdot 6 = 23,4 \text{ кН/м}$ .

$$\text{Опорные реакции } R_A = R_b = \frac{ql}{2} = \frac{23,4 \cdot 18}{2} = 210,6 \text{ кН.}$$



**Рис. 22.** Расчётная схема оболочки как трёхшарнирной системы

Максимальный момент

$$M = \frac{23,4 \cdot 18^2}{8} = 947,7 \text{ кН}.$$

Распор

$$H = \frac{M}{f} = \frac{947,7}{2} = 474 \text{ кН}.$$

Определяем нормальные силы  $N$  и изгибающие моменты  $M$  в четверти пролёта оболочки по формулам [17]

$$M = M^0 - Hy = 711 - 474 \cdot 1 = 237 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

где балочный момент в сечении

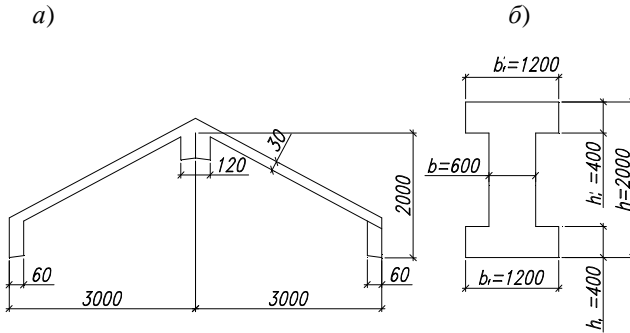
$$M^0 = 210,6 \cdot 4,5 - 23,4 \cdot \frac{4,5^2}{2} = 711 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$N = -Q^0 \sin \varphi - H \cos \varphi = -105,3 \sin 12,5 - 474 \cos 12,5 = 485 \text{ кН}.$$

Балочная поперечная сила  $Q^0 = 210,6 - 23,4 \cdot 4,5 = 105,3 \text{ кН}$ .

Угол наклона рёбер  $\operatorname{tg} \alpha = \frac{2}{a} = 0,222$ ,  $\alpha = 12,5^\circ$ .

В данном сечении оболочку рассчитываем на внецентренное сжатие с запасом, принимая расчётное сечение-двутавр (рис. 23).



**Рис. 23. Поперечные сечения четырёхлепесткового гира:**  
*a* – действительное; *б* – расчётное

В опорном сечении расчёт производится на центральное, в пролётном – на внецентренное сжатие.

При гибкости

$$\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{920}{43,6} = 21 > 14$$

необходимо учитывать влияние прогиба, где радиус инерции

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{3\,200\,000}{1680}} = 43,6 \text{ см.}$$

Площадь

$$A = 12 \cdot 40 \cdot 2 + 6 \cdot 120 = 1680 \text{ см}^2.$$

Момент инерции  $I = 2 \cdot \frac{12 \cdot 40^3}{12} + 12 \cdot 40 \cdot 80^2 = 3\,200\,000 \text{ см}^4.$

Условная критическая сила

$$N_{cr} = \frac{\pi^2}{l_0^2} \left[ \frac{0,15 E_b I}{\varphi_l (0,3 + \delta_l)} + 0,7 E_s I_s \right] =$$

$$= \frac{3,14^2}{920^2} \cdot \left[ \frac{0,15 \cdot 32\,500 \cdot 3\,200\,000}{1,85(0,3 + 0,24)} + 0,7 \cdot 200\,000 \cdot 16,08 \cdot 80^2 \right] 0,1 = 349\,747 \text{ кН.}$$

Коэффициент, учитывающий длительность действия нагрузки

$$\varphi_l = 1 + \frac{M_l}{M} = 1 + 0,85 = 1,85.$$

$$\delta_e = \frac{e_0}{h} = \frac{0,49}{2} = 0,24; \quad e_0 = \frac{M}{N} = \frac{237}{485} = 0,49 \text{ м};$$

Предварительно примем 8 Ø 16 А400 с  $A_s = 16,08 \text{ см}^2$ .

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{485}{349\,747}} \approx 1.$$

$$N = 485 \text{ кН} < R_b b' h' f' = 17 \cdot 12 \cdot 40 \cdot 0,1 = 816 \text{ кН}.$$

Граница сжатой зоны проходит в полке

$$\xi = \alpha_n - \alpha_{0v} = 0,26 - 0,22 = 0,04 < \xi_R = 0,531 \text{ (для арматуры А400 [12])}.$$

$$\alpha_n = \frac{N}{R_b b h_0} = \frac{485 \cdot 10}{17 \cdot 6 \cdot (200 - 20)} = 0,26;$$

$$\alpha_{0v} = \frac{A_{0v}}{b h_0} = \frac{240}{6 \cdot 180} = 0,22;$$

$$A_{0v} = (b'_f - b) h'_f = (12 - 6) \cdot 40 = 240 \text{ см}^2;$$

$$\begin{aligned} A_s &= A'_s = \frac{R_b b h_0}{R_s} \frac{\alpha_1 - \xi(1 - \xi/2) - \alpha_{10v}}{1 - \delta} = \\ &= \frac{17 \cdot 6 \cdot 180}{355} \cdot \frac{0,19 - 0,04 \cdot (1 - 0,04/2) - 0,2}{1 - 0,11} < 0; \end{aligned}$$

$$\alpha = \frac{Ne}{R_b b h_0^2} = \frac{485 \cdot 10 \cdot 129}{17 \cdot 6 \cdot 180^2} = 0,19;$$

$$e = e_0 \eta + \frac{h_0 - a'}{2} = 49 \cdot 1 + \frac{180 - 20}{2} = 129 \text{ см};$$

$$\alpha_{0v} = \alpha_{0v} \left( 1 - 0,5 \frac{h'_f}{h_0} \right) = 0,22 \cdot \left( 1 - 0,5 \cdot \frac{40}{180} \right) = 0,2;$$

$$\delta = \frac{a'}{h_0} = \frac{20}{180} = 0,11.$$

Арматура в рёбрах ставится конструктивно. Армирование гипара приведено на рис. 24 – 28.

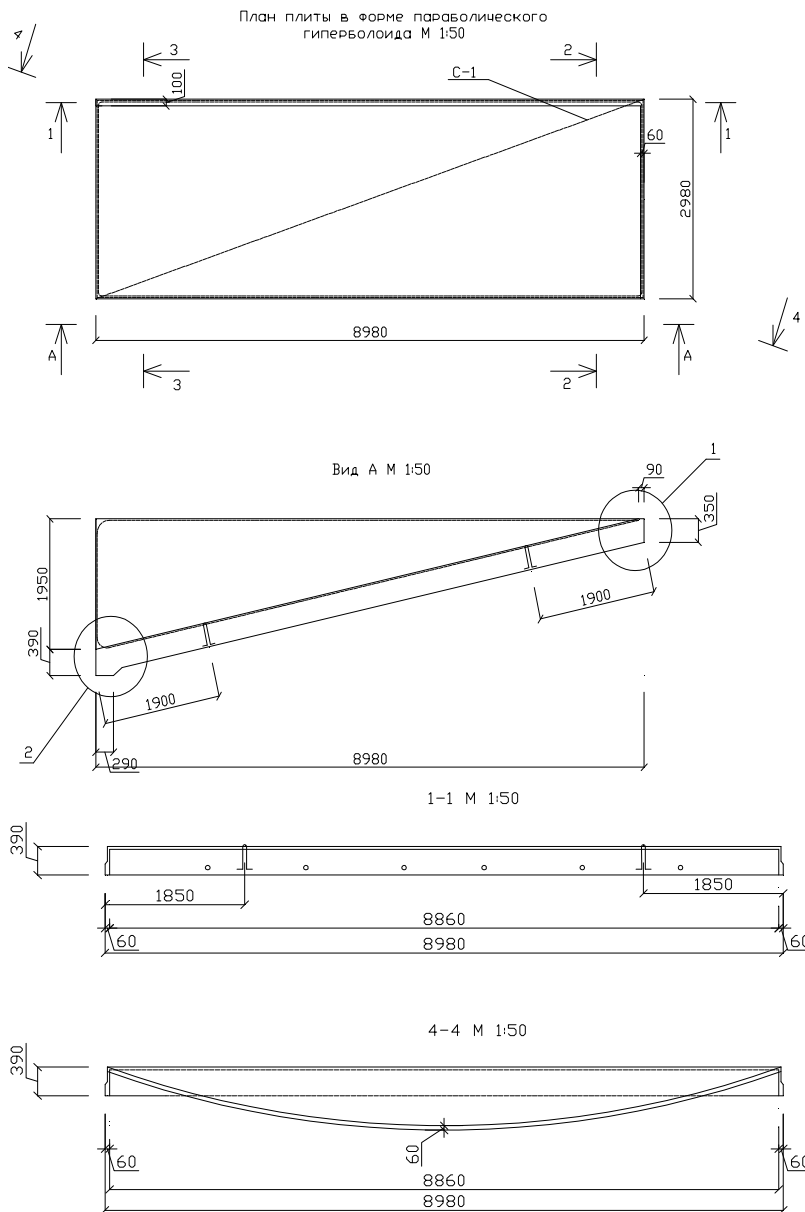


Рис. 24. Плита четырёхлепесткового гипара, вид, сечения

П2-2 М 1:20

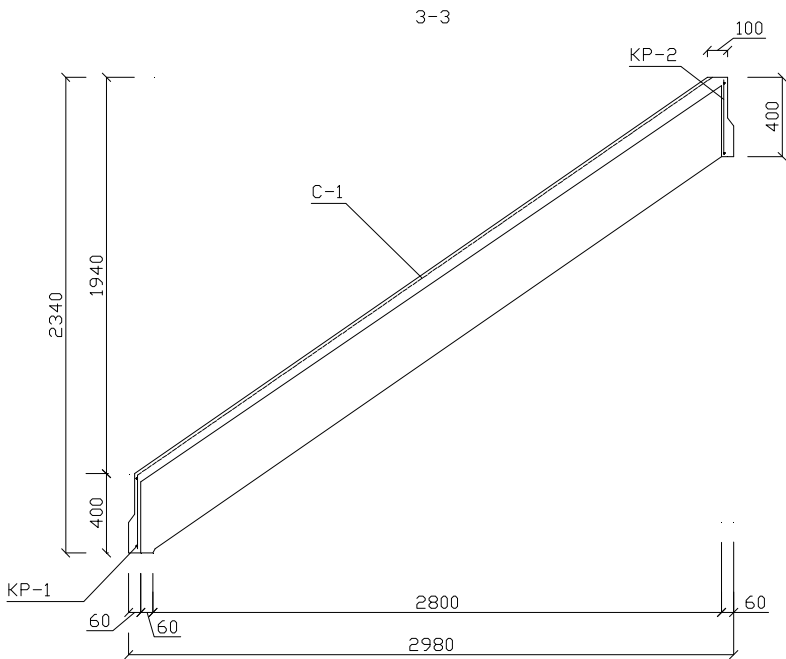
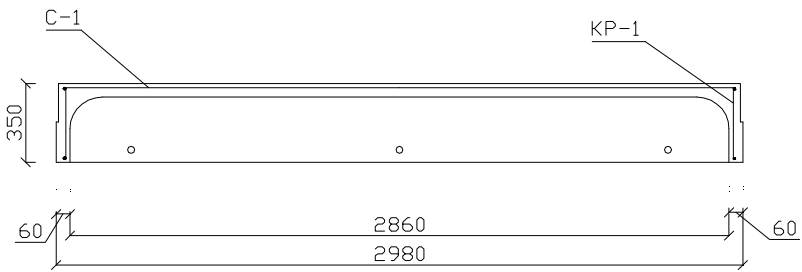
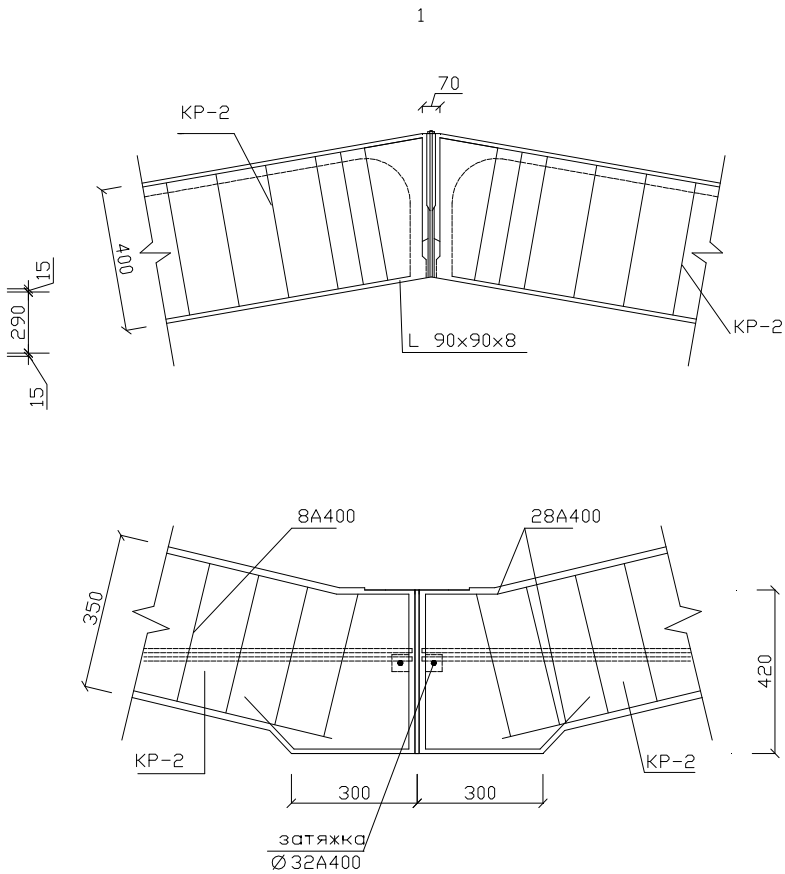
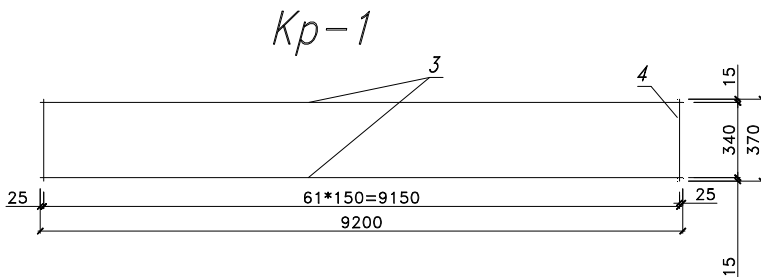


Рис. 25. Сечения плиты

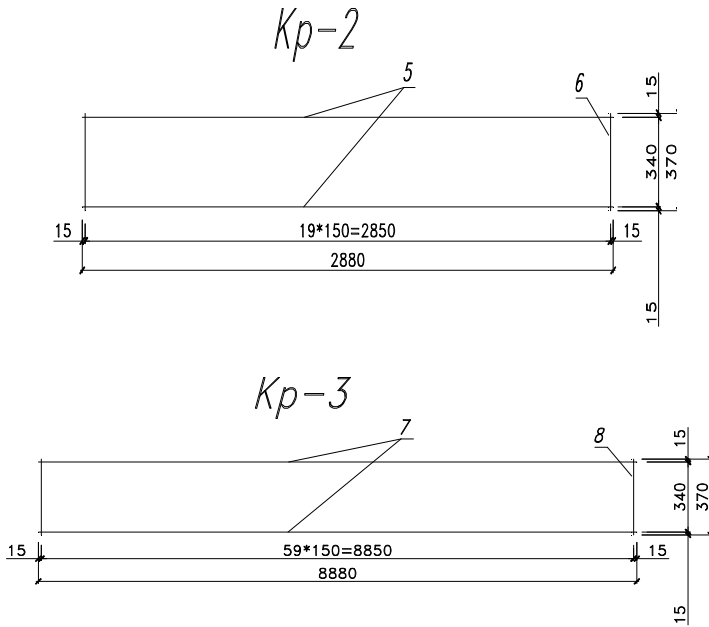


**Рис. 26. Узлы сопряжения плит гипара**

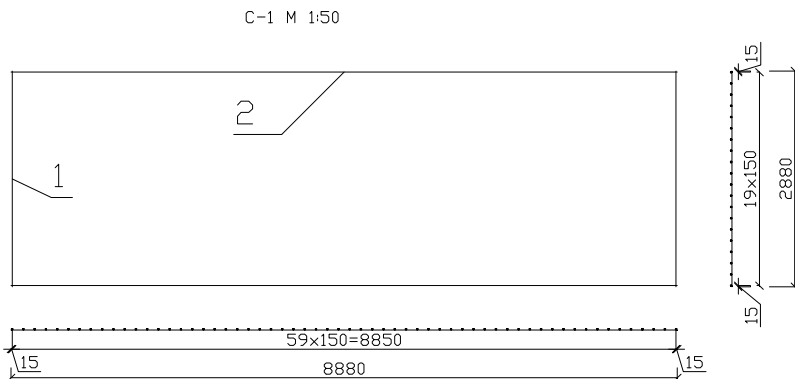


**Рис. 27. Каркасы Кр-1, Кр-2, Кр-3**





**Рис. 27. Продолжение**



**Рис. 28. Сетка С-1, спецификация арматуры**

### Спецификация арматуры

Марка изделия	№ позиции	Наименование	Кол-во, шт.	Масса детали, кг	Масса изделия, кг
С-1	1	Ø 3 В500 L = 2880	60	0,149	18,2
	2	Ø 3 В500 L = 8880	20	0,462	
КР-1	3	Ø 16 А400 L = 9200	2	14,5	31,1
	4	Ø 4 В500 L = 370	62	0,034	
КР-2	5	Ø 16 А400 L = 2880	2	4,5	9,8
	6	Ø 4 В500 L = 370	20	0,034	
КР-3	7	Ø 16 А400 L = 8880	2	14	30,1
	8	Ø 4 В500 L = 370	60	0,034	

**Рис. 28. Продолжение**

## 4. ОСНОВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ К КОНСТРУИРОВАНИЮ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПРОСТРАНСТВЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПОКРЫТИЯ

### 4.1. МОНОЛИТНЫЕ КОНСТРУКЦИИ

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

С целью повышения жёсткости поля оболочки или складки допускается предусматривать рёбра, как правило, прямоугольного или трапециевидного сечения. Шаг рёбер определяют расчётом поля оболочки или плиты складки на прочность, устойчивость или локальную несущую способность. С целью уменьшения изгибающих моментов в плите оболочки и упрощения опалубки рекомендуется ось симметрии сечения рёбер совмещать с направлением нормали к поверхности (а для рёбер, располагаемых в местах перелома складчатой поверхности, – с направлением биссектрисы угла сопряжения граней).

Монолитные тонкостенные конструкции покрытий можно проектировать для любых очертаний поверхности и форм плана. С целью сокращения трудоёмкости и стоимости опалубки рекомендуется применять тонкостенные конструкции, удобные для использования многократно оборачиваемой (подвижной и переносной) опалубки:

- с линейчатыми поверхностями (цилиндрические, гиперболические оболочки, коноиды, призматические складки);
- с поверхностями переноса положительной гауссовой кривизны (параболические и круговые оболочки).

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

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

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

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

Изгибаемые плиты должны иметь у растянутой грани не менее одной арматурной сетки. Сжатые плиты, толщина которых назначается из условия местной несущей способности или устойчивости, и растянутые плиты рекомендуется армировать по расчёту двумя сетками, располагаемыми симметрично относительно срединной поверхности с минимально допустимой величиной защитного слоя бетона.

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

Для воприятия основных растягивающих усилий в контурных элементах, диафрагмах и затяжках большепролётных покрытий рекомендуется предусматривать предварительно напрягаемую арматуру, принимаемую согласно СР 52-102.

Предварительно напрягаемую арматуру рекомендуется располагать в каналах или пазах с последующим замоноличиванием бетоном или без сцепления с бетоном в трубчатых каналаобразователях с последующим их заполнением различного рода противокоррозионными смазками.

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

## 4.2. СБОРНО-МОНОЛИТНЫЕ КОНСТРУКЦИИ

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

Для обеспечения передачи контактных усилий между монолитным бетоном и сборными элементами в зонах омоноличивания этих элементов рекомендуется предусматривать шпонки, упоры, выпуски арматуры, закладные детали.

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

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

### 4.3. СБОРНЫЕ КОНСТРУКЦИИ

Сборные пространственные конструкции рекомендуется проектировать из тонкостенных панельных, блочных (арочных) и других сборных элементов, которые после установки на место соединяются омоноличиванием и сваркой закладных деталей и образуют своды, оболочки, складки и другие конструкции покрытий и перекрытий. Стыки сборных пространственных конструкций должны быть рассчитаны и законструированы так, чтобы они могли надёжно передавать от одного элемента к другому усилия, возникающие в соединении при монтаже (в том числе в стыках укрупнённых элементов и при навесной сборке без лесов) и в процессе эксплуатации.

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

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

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

Очертание срединной поверхности сборных оболочек покрытий выбирается с учётом удобства расчленения конструкции покрытия или перекрытия на минимальное число типов панелей и других элементов при максимальной их повторяемости.

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

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

Балки и арки могут иметь прямоугольное, тавровое, двутавровое, пустотелое и другие поперечные сечения. Растянутые и изгибаемые диафрагмы и бортовые элементы, а также панели длиной 12 м и более целесообразно проектировать с предварительно напряжённой арматурой.

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

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

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

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

Основная арматура сборных пространственных конструкций предусматривается в плите и рёбрах панелей, бортовых балках, диафрагмах и других элементах покрытия или перекрытия. В случае, когда арматуры, установленной в сборных элементах, недостаточно, сборные пространственные конструкции могут иметь дополнительное армирование в виде предварительно напряжённых поясов и отдельных элементов или стержней, укладываемых в процессе возведения конструкции. Предварительное напряжение такой арматуры осуществляется

натяжением на бетон и последующим обетонированием. В стыках между панелями и другими элементами (например, для обеспечения неразрезности в местах сопряжения соседних оболочек) также допускается укладывать стержни или сетки дополнительного армирования.

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

#### 4.4. СТЫКИ СБОРНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

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

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

Соединение арматуры в стыках рекомендуется осуществлять сваркой стержней с закладными деталями или между собой, а также с перепуском концов стержней и сеток. С целью уменьшения зоны перепуска арматуры допускается стыкование с помощью перепуска петель диаметром (или размером стороны) не менее  $10d$  заделкой в шов каждой петли на длину не менее  $15d$  (здесь  $d$  – диаметр стыкуемых стержней). При расположении петель в вертикальной плоскости внутри петель по их периметру должны быть заложены продольные по стыку стержни. При расположении петель в горизонтальной плоскости к ним привариваются продольные стержни. Расчётные стыки на период монтажа допускается проектировать без замоноличивания, предусматривая передачу возникающих в них усилий через соединительные металлические детали.

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

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

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

#### 4.5. ДЕФОРМАЦИОННЫЕ ШВЫ

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

- в многопролётных покрытиях швы следует устраивать между парными бортовыми элементами;

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

- температурно-усадочные деформации пространственных конструкций должны компенсироваться за счёт гибких или качающихся колонн, а также катучих, скользящихся или упруго-деформируемых (полимерных прокладок) опорных устройств. При больших (100 м и более) пролётах, как правило, применяют свободно податливые опоры при условии неподвижного закрепления покрытия не менее чем в двух точках по сторонам контура или в углах;

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

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

В распорных покрытиях пролётом более 40 м, опирающихся жёстко или шарнирно непосредственно на фундаменты, температурно-усадочные деформации рекомендуется учитывать как при расчёте, так и при конструировании.



## ЗАКЛЮЧЕНИЕ

В настоящем учебном пособии изложены краткие сведения о некоторых видах большепролётных тонкостенных железобетонных конструкций покрытия, наиболее часто встречающихся в практике гражданского строительства. Приведены примеры их расчёта по двум группам предельных состояний в соответствии с последними изменениями в строительных правилах конструирования.

Пособие вводит студентов в теорию проектирования железобетонных конструкций и обеспечивает усвоение ими основ курса. На основе приведённых примеров они могут выполнять на уровне курсового и дипломного проектирования расчёты перспективных железобетонных конструкций повышенной заводской готовности.

В приложении приведён справочный материал, позволяющий на достаточно высоком инженерном уровне выполнить расчёт оболочек положительной гауссовой кривизны, прочностные характеристики бетона и арматуры в соответствии с новой классификацией, технико-экономические показатели различных конструкций покрытий, необходимые при выполнении вариантного проектирования в дипломном проекте.

## СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Байков, В.Н. Железобетонные конструкции: Общий курс : учеб. для вузов / В.Н. Байков, Э.Е. Сигалов. – 5-е изд. – М. : Стройиздат, 1971. – 767 с.
2. Байков, В.Н. Проектирование железобетонных тонкостенных пространственных конструкций : учеб. пособие для вузов / В.Н. Байков, Э. Хампе, Э. Рауэ. – М. : Стройиздат, 1990. – 232 с.
3. Виноградов, Г.Г. Расчёт строительных пространственных конструкций / Г.Г. Виноградов. – Л. : Стройиздат, Ленингр. отд-ние, 1990. – 264 с.
4. Дыховичный, Ю.А. Пространственные составные конструкции : учеб. пособие / Ю.А. Дыховичный, Э.З. Жуковский. – М. : Высш. шк., 1989. – 288 с.
5. Железобетонные пространственные конструкции покрытий и перекрытий. СП 52-117–2008. Часть 1. Методы расчёта и конструирования. ФГУП НИЦ «Строительство», 2008.
6. Жилые и общественные здания : краткий справочник инженера-конструктора / Ю.А. Дыховичный, В.А. Максименко, А.Н. Кондратьев и др. ; под ред. Ю.А. Дыховичного. – 3-е изд. – М. : Стройиздат, 1991. – 656 с.
7. Инструкция по проектированию железобетонных тонкостенных пространственных покрытий и перекрытий. Примеры расчёта и конструирования пологих оболочек, оболочек вращения и свода. – М. : Изд-во литературы по строительству, 1964. – 71 с.
8. Лысенко, Е.Ф. Армоцементные конструкции / Е.Ф. Лысенко. – Киев, Высш. шк., 1981.
9. Михайлов, В.В. Предварительно напряжённые комбинированные стержневые вантовые конструкции / В.В. Михайлов. – М. : Изд-во АСВ, 2002. – 256 с.
10. Руководство по проектированию железобетонных пространственных конструкций покрытий и перекрытий. НИИЖБ. – М., 1979.
11. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжёлых и лёгких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01–84). – М. : Стройиздат, 1989. – 191 с.
12. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжёлого бетона без предварительного напряжения арматуры (к СП 52-101–2003) ЦНИИПромзданий, НИИЖБ. – М. : ОАО ЦНИИПромзданий, 2003. – 144 с.
13. Пособие по проектированию предварительно напряжённых железобетонных конструкций из тяжёлого бетона (к СП 52-102–2003) ЦНИИПромзданий, НИИЖБ. – М. : ОАО ЦНИИПромзданий, 2005. – 158 с.

14. Пособие по проектированию армоцементных конструкций: (к СНиП 2.03.03–85) (НИИ ЖБ). – М. : Стройиздат, 1989. – 208 с.
15. Примеры расчёта железобетонных конструкций / А.М. Овечкин, Я.Ф. Хлебной и др. – Изд-во «Высшая школа», 1968. – 447 с.
16. Расчёт пространственных конструкции : сборник статей / под ред. С.А. Алексеева, В.В. Новожилова. – М. : Стройиздат., 1977. – Вып. 1111. – 191 с.
17. Руководство к практическим занятиям по курсу строительной механики : учеб. пособие для вузов / под ред. Г.К. Клейна. 3-е изд-е, перераб. и доп. – М. : Высш. школа, 1973. – 360 с.
18. Сахновский, К.В. Сборные тонкостенные пространственные и большепролётные конструкции : учеб. пособие для вузов / К.В. Сахновский, Б.В. Горенштейн, В.Д. Линецкий. – Л. : Стройиздат, 1969. – 429 с.
19. Скоров, Б.М. Гражданские и промышленные здания / Б.М. Скоров. – М. : Высш. шк., – 1978.
20. СНиП 2.01.07.85\*. Нагрузки и воздействия. – Нормы проектирования / Госстрой России. – М. : ГУП ЦПП, 2003. – 55 с.
21. Современные пространственные конструкции (железобетон, металл, дерево, пластмассы) : справочник / Ю.А. Дыховичный, Э.З. Жуковский, В.В. Ермолов и др.: под ред. Ю.А. Дыховичного, Э.З. Жуковского. – М. : Высш. шк., 1991. – 543 с.
22. Примеры расчёта железобетонных конструкций : учеб. пособие для вузов / Н.М. Сперанский, С.Г. Сташевская, С.В. Бондаренко. – М. : Высш. шк., 1989. – 176 с.
23. СП 52-102–2004. Предварительно напряжённые железобетонные конструкции. – М. : ФГУП ЦПП, 2005. – 38 с.
24. СП 52-101–2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры. – М. : ФГУП ЦПП, 2004. – 54 с.
25. Тур, В.И. Купольные конструкции: формообразование, расчёт, конструирование, повышение эффективности : учеб. пособие / В.И. Тур. – М. : Изд-во АСВ, 2004. – 96 с.
26. Файбишенко, В.К. Железобетонные конструкции : учеб. пособие / В.К. Файбишенко. – М. : Изд-во МАрХИ, 1980. – 109 с.
27. Тонкостенные железобетонные пространственные конструкции : сборник статей / под ред. Г.К. Хайдукова. – М. : Стройиздат., 1970. – 230 с.

# ПРИЛОЖЕНИЯ

Приложение 1

$x/l$	Коэффициенты $100 k_{N_1}$ для определения нормальных сил $N_1$ при значениях $\lambda(\lambda = 1,17\sqrt{f/\delta})$							
	4	5	7	9	11	14	18	
0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,05	0,1865	0,114	0,0587	0,0358	0,0238	0,0146	0,088	
0,1	0,3655	0,2245	0,1153	0,0698	0,0468	0,0287	0,176	
0,15	0,5321	0,327	0,1684	0,1016	0,0685	0,0419	0,256	
0,2	0,6811	0,4199	0,2161	0,1308	0,0879	0,0539	0,327	
0,3	0,9149	0,5666	0,2921	0,1768	0,1188	0,0733	0,442	
0,4	1,0559	0,6563	0,3385	0,205	0,1379	0,0848	0,512	
0,5	1,1023	0,6864	0,354	0,2144	0,1441	0,0884	0,535	

Приложение 2

$x/l$	Коэффициенты $100 k_{N_2}$ для определения нормальных сил $N_2$ при значениях $\lambda(\lambda = 1,17\sqrt{f/\delta})$							
	4	5	7	9	11	14	18	
0	0	0	0	0	0	0	0	
0,02	0,3094	0,2577	0,1905	0,1494	0,122	0,0941	0,0698	
0,05	0,7324	0,5963	0,4177	0,3059	0,2339	0,1618	0,1043	
0,07	0,9715	0,7733	0,5158	0,3607	0,2608	0,168	0,1008	
0,1	1,2517	0,9587	0,5839	0,3801	0,259	0,156	0,091	
0,15	1,5174	1,0899	0,587	0,3474	0,2258	0,1352	0,0818	
0,2	1,5819	1,0559	0,5229	0,3032	0,1985	0,1229	0,0743	
0,3	1,4122	0,9057	0,4164	0,2506	0,1684	0,1039	0,0628	
0,4	1,2	0,7271	0,3695	0,2236	0,1498	0,0924	0,0551	
0,5	1,1023	0,6864	0,354	0,2144	0,1441	0,0884	0,0535	

$x/l$	Коэффициенты $100 k_M$ для определения изгибающих моментов $M_1$ при значениях $\lambda(\lambda = 1,17\sqrt{f/\delta})$																		
	4	5	7	9	11	14	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,01	0,0514	0,0402	0,0275	0,0204	0,0159	0,0116	0,0082												
0,02	0,0936	0,0715	0,0464	0,0326	0,0241	0,0162	0,01												
0,03	0,1276	0,0979	0,0584	0,0388	0,0269	0,0163	0,0088												
0,04	0,1543	0,1118	0,0646	0,0403	0,0261	0,0141	0,0063												
0,05	0,1743	0,1225	0,0667	0,0388	0,0232	0,0109	0,0038												
0,07	0,1978	0,1307	0,0617	0,0305	0,015	0,0049	0,0006												
0,08	—	—	—	—	—	—	0,0001												
0,09	—	—	—	—	—	—	0,0004												
0,1	0,2016	0,1196	0,0438	0,0155	0,0047	0,0001	0,0004												
0,12	0,1932	0,1038	0,0306	0,0076	0,0009	0,0007	0,0004												
0,15	0,1611	0,0763	0,0146	0,0009	0,0012	0,0006	0,0003												
0,18	0,1271	0,0466	0,0041	0,0016	0,0008	0	0												
0,2	0,1028	0,0351	0,0003	0,0009	0,0008	0	0												
0,25	0,052	0,009	0,0003	0,0011	0,0001	0	0												
0,3	0,0163	0	0,0002	0,0001	0	0	0												
0,35	0,0031	0	0,0002	0	0	0	0												
0,4	0,0998	0,0001	0	0	0	0	0												
0,5	0,0178	0,0001	0	0	0	0	0												

$x/l$	Коэффициенты $100 k_S$ для определения сдвигающих усилий $S$ при значениях $\lambda(\lambda = 1,17\sqrt{f/\delta})$							
	4	5	7	9	11	14	18	
0	2,7015	1,917	1,0608	0,7112	0,5008	0,3439	0,225	
0,05	2,6043	1,8166	0,9706	0,6272	0,4239	0,2749	0,1671	
0,1	2,3519	1,6014	0,7859	0,4827	0,3103	0,1927	0,1154	
0,15	2,0156	1,3295	0,6033	0,3576	0,2334	0,1441	0,0862	
0,2	1,6509	1,0608	0,4594	0,271	0,1843	0,1114	0,0676	
0,3	0,9843	0,6082	0,2597	0,1574	0,1171	0,065	0,0393	
0,4	0,465	0,2732	0,1204	0,0734	0,0588	0,0301	0,0181	
0,5	0	0	0	0	0	0	0	

$x/l$		Коэффициенты $100k_{\text{гл}}$ для определения главных усилий $N_{\text{гл}}$ при значениях $\lambda(\lambda = 1,17\sqrt{f/\delta})$									
		4	5	7	9	11	14	18			
<b>А. Усилии в направлении диагонали</b>											
0	0,5	2,7015	1,917	1,0608	0,7112	0,5008	0,3439	0,225			
0,1	0,4	2,4215	1,7104	0,9677	0,6069	0,4097	0,2492	0,1471			
0,2	0,3	2,0819	1,3664	0,6799	0,3978	0,2623	0,1618	0,0981			
0,3	0,2	1,6037	0,988	0,4799	0,2886	0,1941	0,1197	0,0756			
0,5	0	1,1023	0,6864	0,354	0,2144	0,1441	0,0884	0,0535			
<b>Б. Усилии перпендикулярно диагонали</b>											
0	0,5	2,7015	1,917	1,0608	0,7112	0,5008	0,3439	0,225			
0,1	0,4	1,3087	0,7643	0,3008	0,1428	0,0873	0,0547	0,0362			
0,2	0,3	0,1373	0,1704	0,0912	0,0424	0,0238	0,0173	0,009			
0,3	0,2	0,8172	0,4997	0,2296	0,1374	0,0926	0,0571	0,0314			
0,5	0	1,1023	0,6864	0,354	0,2143	0,144	0,0884	0,0534			

$x/l$	Коэффициенты $k_Q$ для определения поперечных сил $Q$ при значениях $\lambda(\lambda = 1,17\sqrt{f/\delta})$										
	4	5	7	9	11						
0	0	0	0	0	0						
0,02	0,0328	0,0296	0,0256	0,0224	0,0204						
0,04	0,0456	0,04	0,032	0,0268	0,0224						
0,05	0,0512	0,044	0,0344	0,028	0,0232						
0,07	0,0576	0,048	0,036	0,0284	0,0228						
0,1	0,0628	0,0504	0,036	0,0272	0,0216						
0,15	0,0636	0,0504	0,0336	0,0252	0,0208						
0,2	0,0616	0,0484	0,032	0,0248	0,0204						
0,25	0,0596	0,0464	0,0316	0,0248	0,0204						
0,3	0,0584	0,0448	0,032	0,0252	0,0208						
0,4	0,0564	0,0448	0,0316	0,0248	0,0204						
0,5	0,056	0,0456	0,0316	0,0248	0,0208						



СОРТАМЕНТ АРМАТУРЫ

Номинальный диаметр, мм	Расчётная площадь поперечного стержня, мм <sup>2</sup> , при числе стержней								Теоретическая масса 1 м длины арматуры, кг	Диаметр арматуры классов			Максимальный размер сечения стержня периодического профиля	
	1	2	3	4	5	6	7	8		9	A240	A400		A500
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	+	-	+	6,75
8	50,3	101	151	201	251	302	352	402	453	0,395	+	-	+	9,0
10	78,5	157	236	314	393	471	550	628	707	0,617	+	+	+	11,3
12	113,1	226	339	452	565	679	792	905	1018	0,888	+	+	+	13,5
14	153,9	308	462	616	769	923	1077	1231	1385	1,208	+	+	-	15,5
16	201,1	402	603	804	1005	1206	1407	1608	1810	1,578	+	+	-	18
18	254,5	509	763	1018	1272	1527	1781	2036	2290	1,998	+	+	-	20
20	314,2	628	942	1256	1571	1885	2199	2513	2828	2,466	+	+	-	22
22	380,1	760	1140	1520	1900	2281	2661	3041	3421	2,984	+	+	-	24
25	490,9	982	1473	1963	2454	2945	3436	3927	4418	3,84	+	+	-	27

Номинальный диаметр стержня, мм	Расчётная площадь поперечного стержня, мм <sup>2</sup> , при числе стержней									Теоретическая масса 1 м длины арматуры, кг	Диаметр арматуры классов			Максимальный размер сечения стержня периодического профиля
	1	2	3	4	5	6	7	8	9		A240	A400	A500	
28	615,8	1232	1847	2463	3079	3685	4310	4926	5542	4,83	+	+	-	30,5
32	804,3	1609	2413	3217	4021	4826	5630	6434	7238	631	+	+	-	34,5
36	1017,9	2036	3054	4072	5089	6107	7125	8143	9161	7,99	+	+	-	39,5
40	1256,6	2513	3770	5027	6283	7540	8796	10 053	11 310	9,865	+	+	-	43,5
45	1590,4	3181	4771	6362	7952	9542	11 133	12 723	14 313	12,49	-	+	-	49
50	1963,5	3927	5891	7854	9818	11 781	13 745	15 708	17 672	15,41	-	+	-	54
55	2376	4752	7128	9504	11 880	14 256	16 632	19 008	21 384	18,65	-	+	-	59
60	2827	5654	8481	11 308	14 135	16 962	19 789	22 616	25 443	22,19	-	+	-	64
70	3848	7696	11 544	15 392	19 240	23 088	26 936	30 784	34 632	30,46	-	+	-	74,0

Примечания: 1. Номинальный диаметр стержней для арматурных стержней периодического профиля соответствует номинальному диаметру равновеликих по площади поперечного сечения стержней. Фактические размеры стержней периодического профиля устанавливаются ГОСТ 5781-82.

2. Знак «+» означает наличие диаметра в соргаменте для арматуры данного класса.

ТЕХНИКО-ЭКОНОМИЧЕСКИЕ ПОКАЗАТЕЛИ КОНСТРУКЦИЙ ПОКРЫТИЙ  
ПРОМЫШЛЕННЫХ ЗДАНИЙ ПРОЛЁТОМ 48 М НА 1 М<sup>2</sup> ПЛОЩАДИ

Характеристика покрытия. Проектная организация	Расход бетона, см	Расход стали, кг/м <sup>2</sup> на подвесные пути		Затраты труда на покрытие в деле в чел.-ч
		на покрытие	на подвесные пути	
Пологие оболочки двоякой положительной кривизны размером 24×48 м (ПИ-1)	10,1	14,4	16,1	2,90
	76,5	89,5	261	111
Многоволновые своды- оболочки двоякой поло- жительной кривизны раз- мером 12×48 м (Ленпром- стройпроект)	7,95	9,8	6,17	1,97
	60,5	61	100	75,6
Типовые железобетонные плиты размером 3×12 м по сборным железобетонным аркам пролётом 48 м (Ленпромстройпроект)	13,2	16,1	6,17	2,61
	100	100	100	100

Примечание: В числителе приведены абсолютные показатели, в знаменателе – в % к плоскостному покрытию.

**ТЕХНИКО-ЭКОНОМИЧЕСКИЕ ПОКАЗАТЕЛИ АРМОЦЕМЕНТНЫХ ПОКРЫТИЙ  
БАЛОЧНЫХ И АРОЧНЫХ КОНСТРУКЦИЙ**

Пролёт, м	Конструкции	Приведённая толщина бетона, см						Приведённый расход стали, кг/м <sup>2</sup>					
		Шаг колонн 6 м			Шаг колонн 12 м			Шаг колонн 6 м			Шаг колонн 12 м		
		От*	до	Разница, %	От*	до	Разница, %	От*	до	Разница, %	От*	до	Разница, %
18	Балочные	5,24	7,03	34	4,54	7,11	57	7,12	11,8	36	8,1	11	37
	Арочные	4,65	7,8	68	3,95	7,1	80	6,9	13,4	112	5,5	12,6	13
	Балочные	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
24	Арочные	5,16	6,95	35	4,46	6,25	40	10,6	13,4	26	9,66	12,46	30
	Балочные	9,69	10,02	5	10,49	10,82	3	13,6	15,6	15	15,14	17,14	14
	Арочные	6,73	10,47	56	6,03	9,77	63	12,6	15,5	22	11,54	14,74	28
36	Балочные	9,03	9,96	10	8,33	9,96	19	14,2	16,5	16	14,2	16,1	13
	Арочные	6,48	9,91	53	5,78	9,21	59	13	15,7	21	11,35	14,51	18
	Балочные	9,16	9,91	8	9,96	10,71	8	14,7	16,5	12	16,35	18,13	11
45	Арочные	7,85	9,84	26	8,65	9,14	5	12,5	14,83	19	14,13	14,83	5
	Балочные	8,84	9,68	11	9,64	10,66	11	16,6	17,1	2	18,28	18,78	2
	Арочные	6,22	7,98	28	7,02	8,78	15	13	19	43	14,98	19,88	33

\* за 100% приняты меньшие из значений.

СРАВНИТЕЛЬНАЯ ТАБЛИЦА ТЕХНИКО-ЭКОНОМИЧЕСКИХ ПОКАЗАТЕЛЕЙ  
ПРОСТРАНСТВЕННЫХ ПОКРЫТИЙ

Тип оболочки	Сетка колонн 12×24 м (24×24 м)				Сетка колонн 12×36 м (36×36 м)			
	Расход бетона в см	Расход стали в кг/м <sup>2</sup>	Трудоёмкость в чел.-ч/м <sup>2</sup>		Расход бетона в см	Расход стали в кг/м <sup>2</sup>	Трудоёмкость в чел.-ч/м <sup>2</sup>	
			Изготовление	Монтаж и укрупнительная сборка			Изготовление	Монтаж и укрупнительная сборка
		Всего						
Оболочки положительной гауссовой кривизны на квадратном плане из плит 3×3 м (ПИ-1)	7,8	8,7	1,88	3,7	8,1	11,9	1,82	3,02
	75	69,1	67	161	71,8	76,9	77,5	115
Оболочки положительной гауссовой кривизны на прямоугольном плане из плит 3×12 м (Лен-промстройпроект)	7,24	7,9	1,47	1,82	7,5	9,3	1,77	2,16
	69,8	62,8	76	85	66,4	60,0	75,4	82,5
Длинные цилиндрические оболочки из плит 3×12 м (Ленпромстройпроект)	7,8	9,2	1,54	1,90	8,3	10,7	1,93	2,33
	75	73,1	79,4	89	73,5	69,0	82,2	89,0
Короткие цилиндрические оболочки из плит 3×12 м (Киев, ПСП и НИИСК)	8,83	10,84	1,48	1,72	9,9	14,7	2,1	2,41
	85	86,1	76,3	80,4	87,8	95,0	89,5	92,0

Продолжение табл. 10

Тип оболочки	Сетка колонн 12×24 м (24×24 м)				Сетка колонн 12×36 м (36×36 м)			
	Расход бетона в см	Расход стали в кг/м <sup>2</sup>	Трудоёмкость в чел.-ч/м <sup>2</sup>		Расход бетона в см	Расход стали в кг/м <sup>2</sup>	Трудоёмкость в чел.-ч/м <sup>2</sup>	
			Изготовление	Монтаж и укрупнительная сборка			Изготовление	Монтаж и укрупнительная сборка
		Всего				Всего		
Оболочки отрицательной гауссовой кривизны на квадратном плане из плит 3×3 м (Промстройпроект)	7,3	8,2	2,33	1,48	8,2	14,7	1,84	1,52
	70,0	65,0	120	740	72,5	95,0	78,2	563
Оболочки отрицательной гауссовой кривизны на прямоугольном плане шириной 12 м (Ленпромстройпроект и ЦНИИПромзданий)	6,0	8,1	1,54	0,74	8,1	11,4	1,72	1,01
	57,8	64,3	79,4	370	71,8	73,6	73,1	375
Железобетонные волнистые своды шириной 3 м (Киев, ПСП и НИИСК)	7,3	14,9	1,99	0,50	8,0	14,4	1,89	0,63
	70,2	114	103	250	70,9	93,0	80,4	233
Плоскостные конструкции – плиты 3×12 м по железобетонным фермам	10,4	12,6	1,94	0,2	11,3	15,5	2,35	0,27
	100	100	100	100	100	100	100	100

Примечание: В числителе указан абсолютный показатель, в знаменателе – в % к плоскостным покрытиям.

## ОГЛАВЛЕНИЕ

ВВЕДЕНИЕ .....	3
1. ОБОЛОЧКИ ПОЛОЖИТЕЛЬНОЙ ГАУССОВОЙ КРИВИЗНЫ на прямоугольном плане .....	4
1.1. Основные положения .....	4
1.2. Упрощённый расчёт отдельно стоящей оболочки положи- тельной гауссовой кривизны .....	5
1.3. Конструирование оболочек .....	7
1.4. Расчёт оболочки положительной гауссовой кривизны (пример 1) .....	9
2. ЦИЛИНДРИЧЕСКИЕ ОБОЛОЧКИ .....	27
2.1. Основные положения .....	27
2.2. Рекомендации по расчёту длинных цилиндрических обо- лочек .....	27
2.3. Конструирование длинных цилиндрических оболочек .....	29
2.4. Расчёт длинной цилиндрической оболочки (пример 2) .....	31
3. ОБОЛОЧКИ ГИПАР .....	44
3.1. Общие положения .....	44
3.2. Рекомендации по расчёту .....	45
3.3. Конструирование гипаров .....	47
3.4. Расчёт оболочки четырёхлепесткового гипара (пример 3) .....	48
4. ОСНОВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ К КОНСТРУИРОВАНИЮ ЖЕ- ЛЕЗОБЕТОННЫХ ПРОСТРАНСТВЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПОКРЫТИЯ .....	59
4.1. МОНОЛИТНЫЕ КОНСТРУКЦИИ .....	59
4.2. СБОРНО-МОНОЛИТНЫЕ КОНСТРУКЦИИ .....	60
4.3. СБОРНЫЕ КОНСТРУКЦИИ .....	61
4.4. СТЫКИ СБОРНЫХ КОНСТРУКЦИЙ .....	63
4.5. ДЕФОРМАЦИОННЫЕ ШВЫ .....	64
ЗАКЛЮЧЕНИЕ .....	65
СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ .....	66
ПРИЛОЖЕНИЯ .....	68

Учебное издание

ЛЕДЕНЁВ Виктор Васильевич,  
ХУДЯКОВ Александр Владимирович

**ПРИМЕРЫ РАСЧЁТА  
ПРОСТРАНСТВЕННЫХ  
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ  
КОНСТРУКЦИЙ ПОКРЫТИЯ**

**Часть 2**

Учебное пособие

Редактор Л.В. Комбарова

Инженер по компьютерному макетированию М.С. Анурьева

Подписано в печать 09.09.2011.

Формат 60 × 84 / 16. 4,65 усл. печ. л. Тираж 50 экз. Заказ № 359

Издательско-полиграфический центр ФГБОУ ВПО «ТГТУ»  
392000, г. Тамбов, ул. Советская, д. 106, к. 14