

Документ подписан простой электронной подписью

Информация о владельце:

ФИО: Локтионова Оксана Геннадьевна

Должность: проректор по учебной работе

Дата подписания: 03.03.2022 10:13:50

Уникальный программный ключ:

0b817ca911e6668abb13a5d426d39e5f1c11eabbf73e943df4a4851fda56d089

МИНОБРНАУКИ РОССИИ

**Федеральное государственное бюджетное
образовательное учреждение высшего образования**

«Юго-Западный государственный университет»

(ЮЗГУ)

Кафедра уникальных зданий и сооружений



ПРОСТРАНСТВЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

Методические указания к практическим занятиям
по дисциплине «Пространственные конструкции зданий
и сооружений» для направления подготовки 08.03.01

Курск 2017

УДК 624.012.4; 721.021:004; 624.011

Составители: В.И. Колчунов, Н.Б. Андросова

Рецензент

Кандидат технических наук *С.Ю. Савин*

Пространственные конструкции зданий и сооружений: методические рекомендации по выполнению практических работ/Юго-Зап. гос. ун-т; В.И. Колчунов, Н.Б. Андросова. - Курск, 2017. - 40 с.: ил.8, прилож.2. - Библиогр.: с. 40.

Изложены особенности расчета и проектирования железобетонных пространственных конструкций покрытий.

Предназначены для студентов направления подготовки 08.035.01 «Строительство» профиль «Промышленное и гражданское строительство»

Текст печатается в авторской редакции

Подписано в печать 15.12.2017 . Формат 60x84 1/16.

Усл. печ. л. 1,92 . Уч.-изд.л. 1,74 . Тираж 100 экз. Заказ. Бесплатно.

Юго-Западный государственный университет.

305040, г. Курск, ул. 50лет Октября, 94.

Содержание

Введение	4
1. Цель и задачи изучения	5
2. Общие указания по оформлению расчетно-графической работы.....	5
3. Общие сведения. Геометрия. Разновидности оболочек и область применения.....	6
4. Пример расчета и конструирования покрытия в виде короткой призматической складки.....	11
5. Пример расчета несущей способности пространственного покрытия в форме гиперболического параболоида.....	30
Список рекомендуемой литературы	37
ПРИЛОЖЕНИЕ А	38
Пример оформления титульного листа.....	38
ПРИЛОЖЕНИЕ Б.....	39
Обязательные требования к оформлению расчетно-графической работы	39

Введение

В современных условиях значительного износа основных фондов страны, возросшей техногенной нагрузки на здания и сооружения, на фоне общего снижения уровня обеспечения условий технической эксплуатации и реконструкции жилого и производственного фонда, а также заметного снижения качественного уровня профессиональной подготовки инженеров-строителей, вопросы теории расчета и проектирования вновь возводимых и реконструируемых зданий и сооружений имеют важное значение. Особенно это относится к сложным конструктивным системам, к которым, несомненно, относятся и пространственные покрытия. В силу различных причин в высших учебных заведениях, а также в практике проектирования и строительства таким конструкциям уделяется недостаточно внимания. И если вопросы теории в той или иной степени освещены в технической и учебной литературе, то практические вопросы проектирования и, особенно, примеры расчета и конструирования конкретных типов оболочек почти отсутствуют. Без знаний «игры сил» в таких сложных сооружениях невозможно вести их качественный анализ и квалифицированное проектирование, даже если расчеты выполняются с использованием компьютерных технологий современных программных комплексов. Более того, пользоваться компьютером начинающему инженеру, и тем более студенту, раньше, чем он получит четкое понимание работы конструктивной системы, просто недопустимо. Приближенные вычисления должны войти в практику и будущей инженерной деятельности, в том числе для принципиальной проверки расчетов. Формирование уравнений механики для расчета сложных пространственных систем показано на простейших примерах с приближенными расчетными схемами. Представляется, что такой подход позволит студенту получить полную информацию о ходе решения задачи, самостоятельно подойти к вопросу автоматизации расчета и, что особенно важно, вести качественный инженерный анализ получаемых в ходе расчета результатов.

1. Цель и задачи изучения

Цель изучения дисциплины: овладеть принципами методики расчета железобетонных пространственных конструкций покрытий.

Задачи изучения дисциплины:

- получение студентами основных знаний, касающихся общих положений проектирования тонкостенных железобетонных пространственных покрытий;
- приобретение знаний об алгоритмах расчета железобетонных пространственных конструкций покрытий;
- получение навыков в формировании уравнений механики для расчета сложных пространственных систем;
- подготовка специалистов широкого профиля, способных к активному освоению и применению в практике проектирования тонкостенных железобетонных пространственных конструкций покрытий.

2. Общие указания по оформлению расчетно-графической работы

Расчетно-графическая работа выполняется по заданию, выдаваемому преподавателем и в соответствии с приведенными примерами. Работа должна быть оформлена на писчей бумаге формата А4 (210x297 мм). При написании расчетно-графической работы студент должен руководствоваться требованиями к оформлению расчетно-графической работы приведенными в приложениях А, Б. Все расчеты в расчетно-графической работе должны производиться в единицах СИ, согласно СН 528-80 и сопровождаться соответствующими пояснениями.

В расчетно-графическую работу включаются:

- титульный лист;
- содержание;

- выполненные задания.

3. Общие сведения. Геометрия. Разновидности оболочек и область применения

Одной из распространенных моделей тонкостенных пространственных конструкций является оболочка – тело, ограниченное двумя криволинейными поверхностями; расстояние между которыми (толщина t) существенно меньше двух других характерных размеров. Толщина может быть постоянной или переменной. Поверхность, делящая в каждой точке толщину оболочки пополам, называется сре-

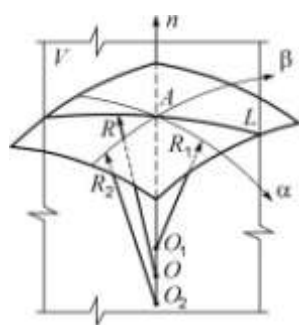


Рисунок 1 – К определению геометрических параметров срединной поверхности оболочки

динной поверхностью.

Железобетонные оболочки и складки – сравнительно новый вид конструкций, они получают все большее применение в связи с необходимостью перекрытия больших площадей без промежуточных опор, например, выставочных и спортивных залов, торговых центров, заводских цехов. Наиболее рациональная область применения железобетонных оболочек и складок (на опыте уже построенных зданий) относится к пролетам 30...120 м.

Оболочка выполняет в покрытии одновременно две функции – несущей конструкции и кровли. Это также создает ей определенные преимущества перед плоскостными конструкциями, где эти функции обычно разделены. Благодаря кривизне поверхности оболочка приобретает пространственную жесткость, что придает ей большую несущую способность при минимальной массе и расходе материала. При прочих равных условиях эта желаемая цель достигается главным образом с помощью конструктивной формы, а не за счет прочностных свойств материала.

Железобетонные тонкостенные пространственные конст-

рукции различают по очертанию срединной поверхности, которая может быть либо задана уравнениями в декартовых, сферических, цилиндрических координатах, либо представлена в параметрической форме. Рассмотрим участок произвольной поверхности (рисунок 1). В произвольной точке A проведем нормаль n к поверхности. Рассекая поверхность плоскостью V , проходящей через нормаль, получим плоскую кривую L , радиус кривизны которой в окрестности точки A обозначим R , а центр кривизны – O . Величина $K = 1/R$ называется кривизной плоской кривой в точке A . Если вращать плоскость V вокруг

нормали n , то из семейства кривых L на поверхности оболочки можно найти линии α и β , для которых кривизна будет наибольшей и наименьшей. Такие линии называют линиями главных кривизн. Им соответствуют минимальный и максимальный (соответственно R_1 и R_2) радиусы, которые называют главными радиусами кривизны поверхности в точке A . Величины $K_1 = 1/R_1$, и $K_2 = 1/R_2$ называют главными кривизнами. Знаки кривизн принимаются в зависимости от расположения центров кривизн по отношению к поверхности.

Важной характеристикой поверхности является гауссова кривизна:

$$\begin{aligned}
 K &= K_1 \cdot K_2 \\
 &= \frac{1}{R_1} \\
 &\quad \cdot \frac{1}{R_2}
 \end{aligned}
 \tag{1}$$

В зависимости от знака различают поверхности положительной, отрицательной и нулевой гауссовой кривизны (рисунок 2).

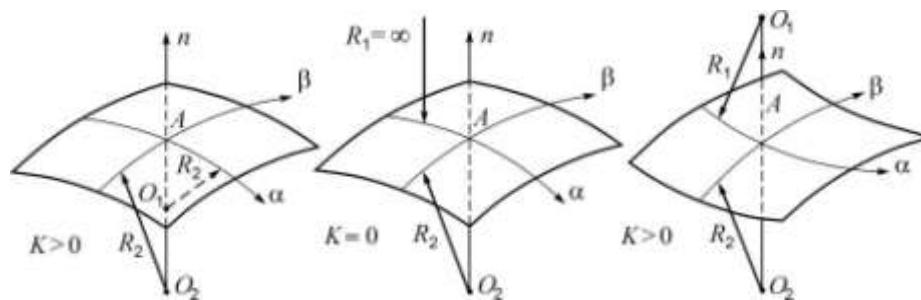


Рисунок 2 – Гауссова кривизна срединной поверхности

В зависимости от очертания срединной поверхности пространственные конструкции (рисунок 3) делятся на призматические складки с различной формой поперечного сечения (a , b), оболочки нулевой гауссовой кривизны ($в$), пологие оболочки положительной ($г$, $д$) и отрицательной ($е$) гауссовой кривизны, оболочки с вертикальной и горизонтальной осью вращения ($ж$, $з$), многогранники ($и$), составные оболочки ($к$), панели-оболочки на пролет ($л$, $м$).

По форме перекрываемой площади оболочки возводят на прямоугольном плане (рисунок 3, $б$, $в$, $з$, $и$, $л$, $м$), на круглом плане (рисунок 3, $ж$), на треугольном (рисунок 3, $г$), квадратном (рисунок 3, $д$), полигональном (рисунок 3, $к$) и других формах плана. Кроме того, по конструктивным особенностям различают составные (рисунок 3, $к$), неразрезные многопролетные (рисунок 3, $в$), неразрезные многоволновые (рисунок 3, $з$), гладкие или ребристые, консольные оболочки, складки и многогранники.

По способу изготовления различают монолитные, сборные и сборно-монолитные оболочки. Сборные оболочки выполняются из отдельных плоских цилиндрических или других элементов. К сборным относятся и так называемые панели-оболочки и панели-складки, монтируемые в готовом виде и, как правило, не требующие замонтирования швов между ними. В сборно-монолитных оболочках сборные элементы играют роль несущей опалубки.

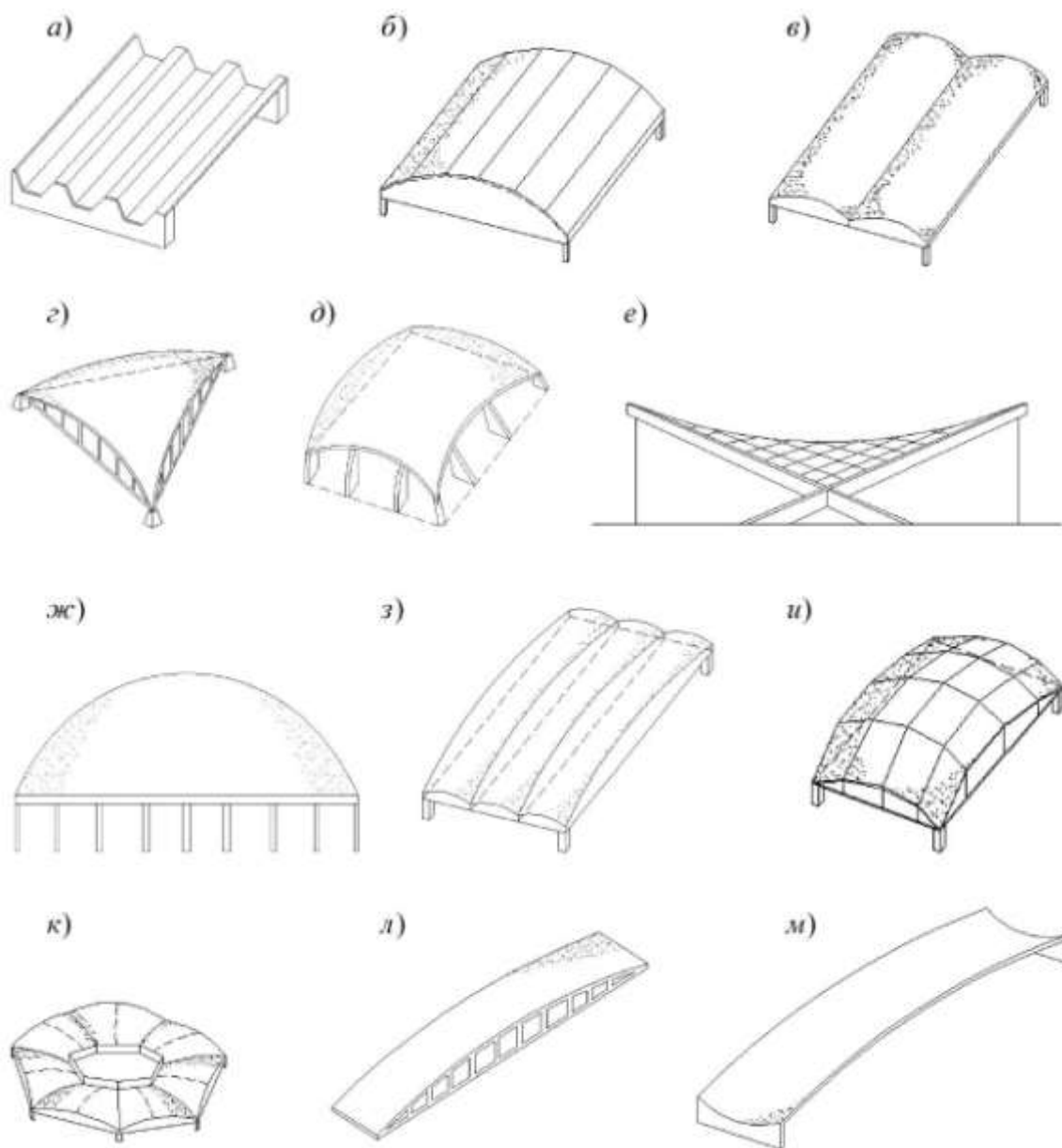


Рисунок 3 – Схемы поверхностей тонкостенных пространственных конструкций покрытий: *а, б* – призматические складки; *в* – цилиндрические оболочки; *г, д* – пологие оболочки положительной гауссовой кривизны соответственно на треугольном и прямоугольном плане; *е* – оболочка отрицательной гауссовой кривизны; *ж* – купол;

з – бочарные своды; *и* – многогранники; *к* – составные оболочки; *л* – оболочки КЖС; *м* – панели-гипары

Выбор той или иной формы пространственных конструкций осуществляют с учетом их технической и экономической целесообразности. В технические требования включают технологические параметры и габариты сооружения, форму плана, техническую оснащенность (наличие подвесных и мостовых кранов, фонарей, технологических коммуникаций), условия строительства и эксплуатации и др.

Развитие железобетонных тонкостенных конструкций в нашей стране шло по пути применения монолитных конструкций, а с 60-х годов – сборных оболочек. Однако в ряде районов и, особенно, в зонах с сейсмической активностью были распространены монолитные и сборно-монолитные оболочки.

В настоящее время в России и странах СНГ железобетонными пространственными конструкциями перекрыто более 10 млн. м² зданий и сооружений различного назначения, среди которых есть уникальные, с пролетами 100 м и более. Например, Челябинский торговый центр со сборной, предварительно напряженной оболочкой положительной гауссовой кривизны размером 102×102 м и аналогичная оболочка размером 103×103 м из легкого бетона в Минске. Особенно обогатилась практика возведения большепролетных пространственных конструкций в России в связи со строительством олимпийских спортивных объектов в Москве, отвечающих самым высоким эксплуатационным требованиям и оригинальным архитектурным замыслам. Интересным конструктивным решением отличается спортивный зал в Лужниках размером в плане 88×88 м, перекрытый пологой железобетонной оболочкой, опирающейся на боковые железобетонные элементы складчатого профиля.

Наряду со строительством уникальных сооружений в стране широко внедрялись железобетонные, пространственные конструкции для зданий массового строительства. В частности, расширено применение сборных оболочек положительной гауссовой кривизны из унифицированных плоских панелей размером 3×3 м и цилиндрических панелей размером 3×6 или 3×12 м. Достаточно распространенными в массовом строительстве стали панели-оболочки и панели-складки на пролет (панели КЖС, панели-гипары, панели КСО). В конце прошлого столетия ими ежегодно перекрывались более 300 тыс. м² покрытий. В промышлен-

ном строительстве наибольшее распространение

получили так называемые складчатые покрытия пролетами 18 и 24 м и с шагом колонн 6 и 12 м, которые монтируются из сборных типовых унифицированных железобетонных элементов.

Тонкостенные пространственные конструкции нашли применение и в сельскохозяйственном строительстве. Были разработаны и внедрены волнистые, цилиндрические и складчатые железобетонные и армоцементные своды из сборных элементов заводского изготовления, панели-оболочки КЖС, рамно-панельные и другие конструкции.

Развитие пространственных конструкций в мировой практике составляет одно из важных направлений научно-технического прогресса в строительстве, которое не только обеспечивает значительное снижение материалоемкости и стоимости зданий и сооружений, но и отвечает самым высоким архитектурным требованиям.

4. Пример расчета и конструирования покрытия в виде короткой призматической складки

Расчет сборного складчатого покрытия производят в два этапа, что соответствует двум стадиям работы таких конструкций – до и после замоноличивания швов между сборными элементами. Расчет на первой стадии выполняют как для обычных сборных конструкций по элементарным (чаще всего балочным) расчетным схемам на действие нагрузок, возникающих в стадиях изготовления, транспортирования и возведения. Расчет по второй эксплуатационной стадии после замоноличивания швов производят на действие постоянных и временных нагрузок как пространственной системы с использованием кинематически возможных схем разрушения, охватывающих одну или две грани складки у свободного края (рисунок 4).

Пример расчета короткой призматической складки покрытия из сборных ребристых плит размерами 3х6х0,2 м и раскосных ферм пролетом 24 м (см. рисунок 4, 5).

Расчетные нагрузки (кН/м²): $q = 3,22$ -равномерно распреде-

ленная

нагрузка на единицу площади полки с учетом её веса при $\gamma_t > 1$; $\bar{q}=3,43$ - то же, с учетом веса поперечных ребер; $p_g = 1,38$ - равномерно распределенная нагрузка от собственного веса при $\gamma_t > 1$; $g_r = 0,395$ кН/м - нагрузка на единицу длины поперечного ребра (с учетом его веса), расположенная на ребре; $g = 3,0$ - постоянная нагрузка от веса покрытия; $g_b = 0$ и $p_b = 0$ соответственно постоянная и временная равномерно

распределенные нагрузки на единицу длины бортового элемента; $p_1 = 0,98$ и $p_2 = 0,98$ - временная равномерно распределенные нагрузки на единицу площади горизонтальной проекции соответственно первой и второй грани.

Геометрические характеристики (м): $a = 2,98$ - ширина сборной плиты складки; $b_f = 2,74$ - ширина полки плиты (расстояние в свету между продольными ребрами); $h_0 = 0,172$ - рабочая высота сечения продольного ребра; $r_1 = 0,095$ и $r_2 = 0,225$ - расстояние от внутренней грани продольного ребра до середины шва замоноличивания соответственно в крайней и рядовой плитах; $l = 5,80$ - расчетный пролет складки; $b = 0,105$ - расчетная ширина продольного ребра; $b_1' = 1,0$ и $b_2' = 1,0$ - расчетная ширина при определении армирования полки плиты соответственно в продольном и поперечном направлении; $b_3' = 1,47$ - расчетная ширина при определении армировании поперечного ребра; $b_4' = 0,185$ - то же, торцевого ребра; $h_{01} = 0,015$, $h_{02} = 0,015$ и $h_{03} = 0,122$ - рабочая высота сечения соответственно полки (в двух направлениях) и поперечного ребра; $h_1 = 0,03$ и $h_3 = 0,15$ - высота сечения соответственно полки и поперечного ребра; $a_1 = 1,28$ - расстояние в свету между торцевым ребром;

$l_2 = 1,515$ - расстояние от торца плиты до первого от торца поперечного ребра; $\bar{b}_3' = 0,1$ - ширина промежуточного поперечного ребра поверху; $\bar{\alpha}_1 = 0,3316$ рад и $\bar{\alpha}_2 = 0,1920$ рад - углы наклона соответственно первой и второй грани складки к горизонту; $m = 3$ - число промежуточных поперечных ребер в плите; $\bar{a} = 1,37$ - расстояние в свету между поперечными ребрами; $b_b = 0$ - суммарная ширина бортового элемента и половины ширины шва замоноличивания; $l_3 = 5,97$ - кон-

структивная длина плиты складки; $s_1 = 0,20$ и $s_2 = 0,25$ - шаг арматуры полки плиты соответственно в продольном и поперечном направлении; $A'_{s1} = 0$, $A'_{s2} = 0$ и

$A'_{s3} = 0,000503 \text{ м}^2$ - площадь конструктивно установленной в сжатой зоне арматуры соответственно для полки (в обоих направлениях) и поперечного ребра.

1. Предварительный подбор сечения арматуры продольных ребер плит на монтажные нагрузки:

1. Определяется изгибающий момент, приходящийся на ребро:

$$M = \frac{p_g \cdot \alpha \cdot \gamma_d \cdot l^2}{2 \cdot \delta} = \frac{1,38 \cdot 2,98 \cdot 1,8 \cdot 5,8^2}{2 \cdot 1,2} = 103,76 \text{ кНм}$$

2. Вычисляется ширина сжатой полки плиты b'_f и расчетные параметры напряженного состояния изгибаемого железобетонного элемента $\xi_0, \sigma_\varepsilon, \xi_R, \lambda_m$:

$$b'_f = b + \frac{l}{6} = 0,105 + \frac{5,8}{6} = 1,072 \text{ м}$$

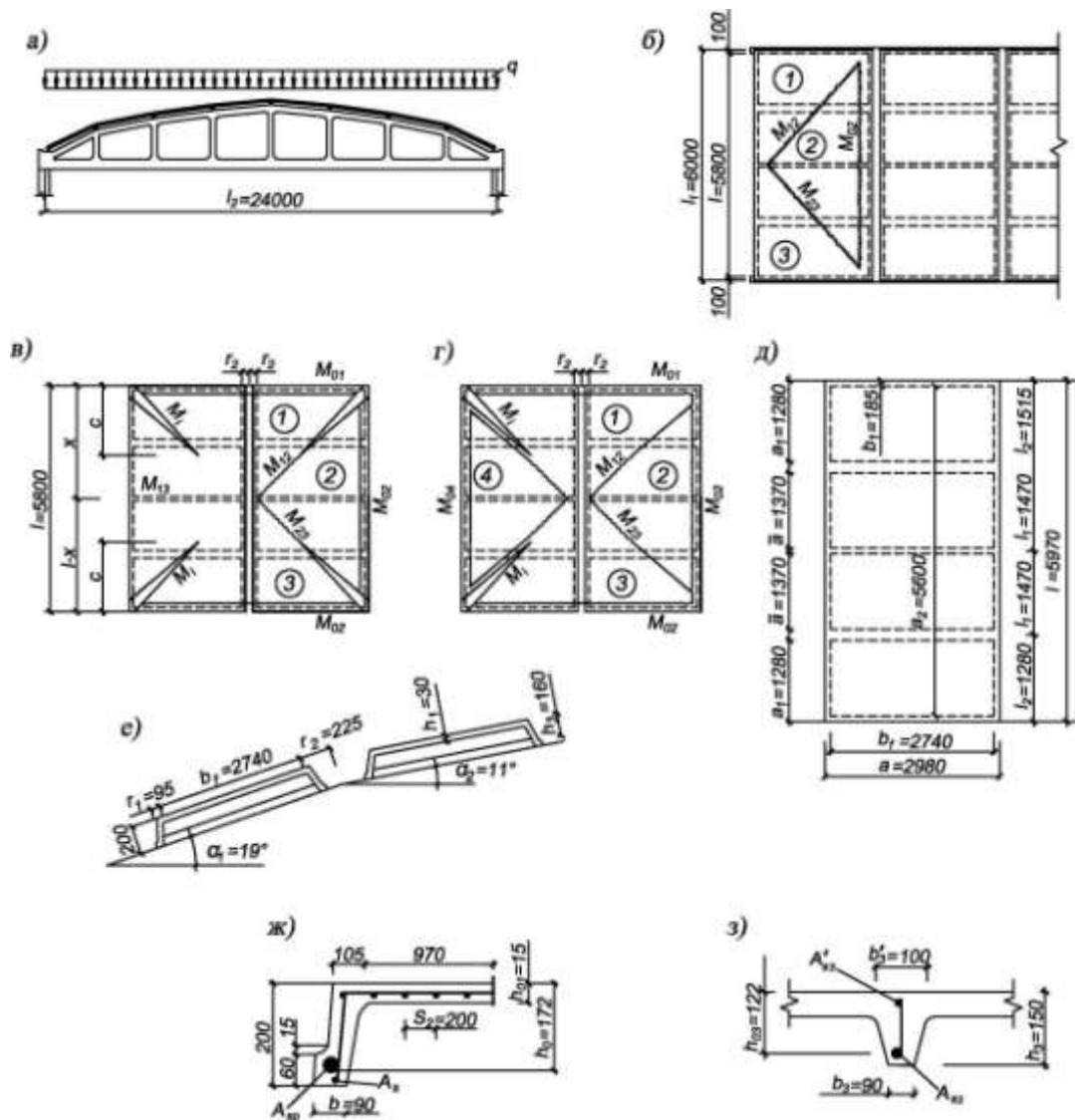


Рисунок 4 – К расчету бесфонарного разрезного складчатого по- крытия: а - покрытие с вариантом снеговой нагрузки, б, в, г - разру- шения складки, д - геометрические размеры ребристой плиты, е - геометрические размеры складки, ж, з - геометриче- ские размеры про- дольного и поперечного ребра соответственно; 1-4 - жесткие звенья в схемах разрушения

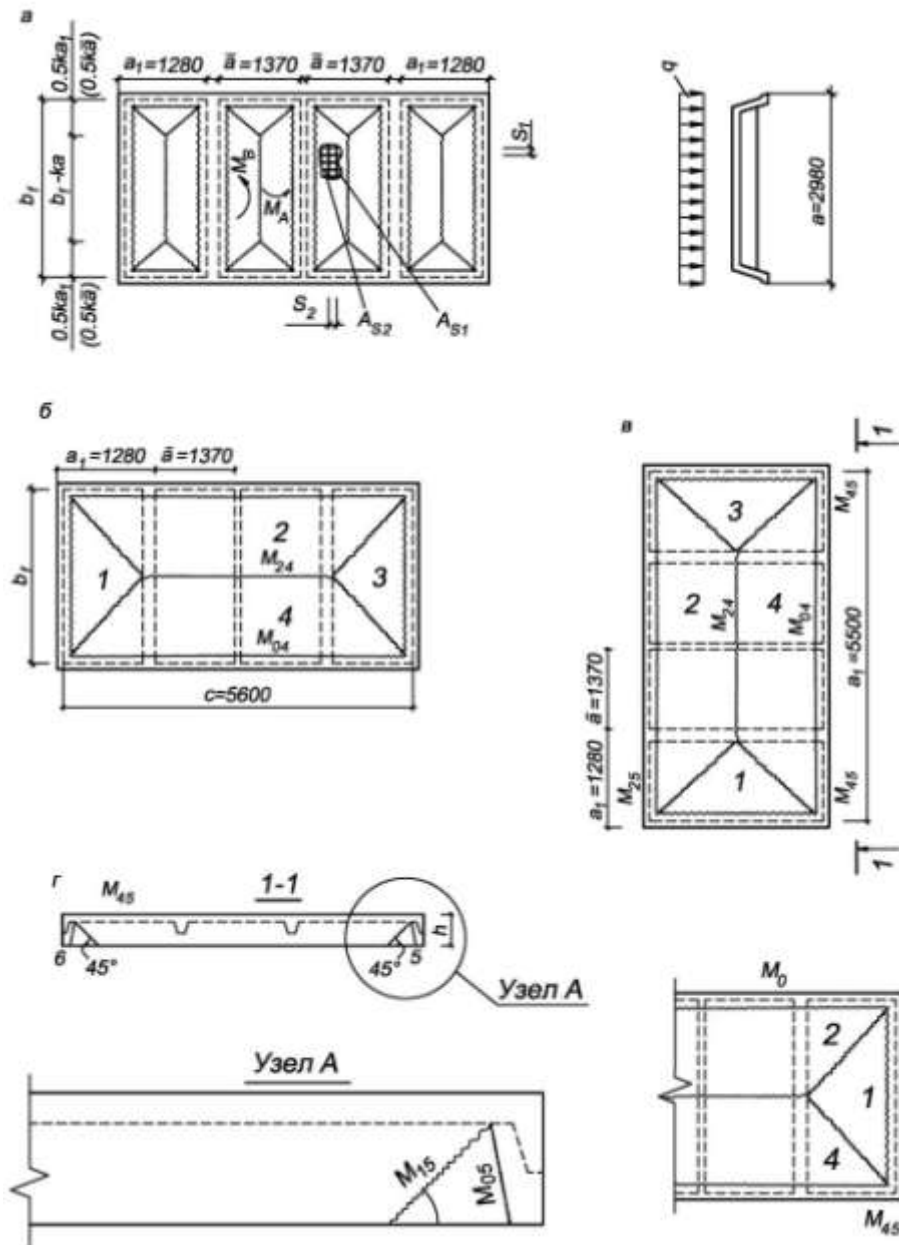


Рисунок 5 – Схемы разрушения полки и поперечных ребер плит от изгиба и продольных ребер от кручения: а, б - для всех плит; в, г - то же, для крайних плит; 1, ... , 5 - жесткие звенья в схемах разрушения

$$\xi_0 = \alpha - \beta \cdot R_b \cdot \gamma_{b2} = 0,95 - 0,008 \cdot 14,5 \cdot 0,9 = 0,846;$$

$$\sigma_\varepsilon = R_s + 400 - \gamma_p \cdot \sigma_{p2} = 510 + 400 - 0,9 \cdot 420 = 532 \text{ МПа};$$

$$\xi_R = \frac{\xi_0}{1 + \frac{\sigma_\varepsilon \cdot (1 - \frac{\xi_0}{1,1})}{500}} = \frac{0,846}{1 + \frac{532 \cdot (1 - \frac{0,846}{1,1})}{500}} = 0,679 \quad \text{при } \gamma_{b2} = 0,9 < 1;$$

$$\lambda_m = \frac{M}{R_b \cdot b'_f \cdot h_0^2 \cdot \gamma_{b2}} = \frac{103,76 \cdot 10^3}{14,5 \cdot 10^6 \cdot 1,072 \cdot 0,172^2 \cdot 0,9} = 0,251,$$

при условии $\lambda_m \leq 0,5$.

3. Вычисляется относительная высота сжатой зоны:

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \lambda_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,251} = 0,294 \quad \text{при условии } \xi \leq \xi$$

R ·

Если $\xi \leq \xi_R$ условие выполняется.

4. Вычисляются значения расчетных коэффициентов:

$$\gamma_{s12} = \alpha_1 + \frac{0,15 \cdot \sigma_p}{R_{s,ser}} = 0,825 + \frac{0,15 \cdot 530}{590} = 0,986,$$

но не менее $\gamma_{s12} = 1$;

$$\gamma_{s7} = \frac{1}{3} \left[4 \cdot \delta - \gamma_{s12} - 4 \cdot (\delta - \gamma_{s12}) \cdot \frac{\xi}{\xi_R} \right] = \frac{1}{3} \cdot \left[4 \cdot 1,2 - 1,0 - 4(1,2 - 1,0) \cdot \frac{0,294}{0,679} \right] \\ = 1,17,$$

но не более $\delta = 1,2$.

4. Вычисляется относительное плечо внутренней пары сил в сечении ν , требуемое сечение преднапряженной арматуры A_{sp} и процент армирования сечения μ :

$$\nu = 1 - 0,5 \cdot \xi = 1 - 0,5 \cdot 0,294 = 0,853;$$

$$A_{sp} = \frac{(M - R'_s \cdot A_s \cdot \nu \cdot h_0)}{\gamma_{s7} \cdot R_s \cdot \nu \cdot h_0 \cdot 10^3} = \frac{103,76 - 0}{1,17 \cdot 510 \cdot 0,853 \cdot 0,172 \cdot 10^3} \\ = 1,19 \cdot 10^{-3} \text{ м}^2$$

$$\mu = \frac{A_{p1} + A_s}{b \cdot h_0} = \frac{1,19 \cdot 10^{-3}}{0,105 \cdot 0,172} = 0,065,$$

причем $\mu \geq \mu_{\min}$ и в соответствии с этим принимается минимальное сечение рабочей арматуры

2. Расчет полки и поперечных ребер по местным схемам разрушения от эксплуатационных нагрузок.

1. Определяются параметры возможных «конвертных» схем разрушения плит:

$$\bar{\gamma} = \frac{\bar{\alpha}}{b_f} = \frac{1,37}{2,74} = 0,5;$$

$$K_n = \frac{\bar{\gamma}}{1 - \frac{R_{s1} \cdot h_1}{\eta \cdot R_{s3} \cdot h_{03}}} = \frac{0,5}{1 - \frac{375 \cdot 0,03}{0,8 \cdot 365 \cdot 0,122}} = 0,731.$$

2. Вычисляются значения изгибающих моментов в зависимости от соотношения K_n и γ для соответствующих схем разрушения:

$$\text{при } K_n = 0,731 \leq \frac{1}{\gamma} = \frac{1}{0,5} = 2$$

разрушение полки происходит по схеме (см. рисунок 5, а):

$$M_a = \eta \cdot q \cdot \bar{\alpha}^2 \cdot \frac{(3 - \bar{\gamma} \cdot K_n) \cdot K_n}{48 \cdot (K_n + \bar{\gamma} \cdot \psi)} = 0,8 \cdot 3,22 \cdot 1,37^2 \cdot \frac{(3 - 0,5 \cdot 0,731) \cdot 0,731}{48 \cdot (0,731 + 0,5 \cdot 0,23)} = 0,161 \text{ кНм};$$

$$M_b = \psi \cdot M_a = 0,23 \cdot 0,161 = 0,037 \text{ кНм};$$

$$M_r = q \cdot \bar{\alpha}^3 \cdot \frac{(3 - \bar{\gamma}^2 \cdot K_n^2)}{24 \cdot \bar{\gamma}^2} + \frac{g_r \cdot b_f^2}{8} = 3,22 \cdot 1,37^3 \cdot \frac{(3 - 0,5^2 \cdot 0,673^2)}{24 \cdot 0,5^2} + \frac{0,395 \cdot 2,74^2}{8} = 4,33 \text{ кНм},$$

$$\text{где } \psi = \frac{K_n^2}{3 - 2 \cdot \bar{\gamma} \cdot K_n} = \frac{0,731^2}{3 - 2 \cdot 0,5 \cdot 0,731} = 0,23.$$

3. Вычисляются параметры напряженного состояния

$\xi_0, \sigma_\varepsilon, \xi_R, \alpha_1, \nu$:

$$\xi_0 = \alpha - \beta \cdot R_b \cdot \gamma_{b2} = 0,95 - 0,008 \cdot 14,5 \cdot 0,9 = 0,846;$$

$$\sigma_\varepsilon = R_s + 400 - \gamma_p \cdot \sigma_{p2} = 510 + 400 - 0,9 \cdot 420 = 532 \text{ МПа};$$

$$\xi_R = \frac{\xi_0}{1 + \frac{\sigma_\varepsilon \cdot \left(1 - \frac{\xi_0}{1,1}\right)}{500}} = \frac{0,846}{1 + \frac{532 \cdot \left(1 - \frac{0,846}{1,1}\right)}{500}} = 0,679$$

при $\gamma_{b2} = 0,9 < 1$;

$$\lambda_m = \frac{M_a}{R_b \cdot b'_f \cdot h_{01}^2 \cdot \gamma_{b2} \cdot 10^3} = \frac{0,161}{14,5 \cdot 1,0 \cdot 0,118^2 \cdot 0,9 \cdot 10^3} = 0,0463,$$

при условии $\lambda_m \leq 0,5$.

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \lambda_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,0463} = 0,0474 \quad \text{при условии } \xi \leq \xi_R$$

$$\nu = 1 - 0,5 \cdot \xi = 1 - 0,5 \cdot 0,0474 = 0,976;$$

4. Вычисляется требуемое сечение арматуры полки обоих направлений:

$$A_{s1} = \frac{M_a}{R_{s1} \cdot \nu \cdot h_{01}} = \frac{0,161}{375 \cdot 10^3 \cdot 0,976 \cdot 0,015} = 0,29 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2;$$

$$A_{s2} = \frac{M_b}{R_{s2} \cdot \nu \cdot h_{02}} = \frac{0,037}{375 \cdot 10^3 \cdot 0,976 \cdot 0,015} = 0,067 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2;$$

Назначаются диаметры продольных и поперечных стержней полки (d_1 и d_2).

Конструктивно принимаем $\left\{ \begin{array}{l} 5\emptyset 3, A_{s1} = 0,35 \text{ см}^2, \text{ шаг } 200 \text{ мм} \\ 4\emptyset 3, A_{s2} = 0,28 \text{ см}^2, \text{ шаг } 250 \text{ мм} \end{array} \right.$

5. Проверяется возможность разрушения полки и поперечных ребер по другой «конвертной» схеме (см. рисунок 5, в). Для этого вычисляют изгибающий момент, действующий на одно поперечное

ребро плиты в пролете M_{24} и поперечный момент, воспринимаемый поперечным ребром в месте его примыкания к продольному, определяемый по площади арматуры в полке:

$$M_{24} = \bar{q} \cdot b_f^2 \cdot \frac{(3 \cdot c - 2 \cdot \alpha_1)}{24 \cdot m} - M_{02} = 3,43 \cdot 2,74^2 \cdot \frac{(3 \cdot 5,6 - 2 \cdot 1,28)}{24 \cdot 3} - 1,57 = 3,52 \text{ кНм};$$

$$M_{04} = R_{s2} \cdot A_{s2} \cdot \left(h_{03} - \frac{x}{2}\right) \cdot 10^3 = 365 \cdot 0,35 \cdot 10^{-4} \cdot \left(0,122 - \frac{0,041}{2}\right) \cdot 10^3 = 1,3 \text{ кНм};$$

где

$$x = \frac{R_{s2} \cdot A_{s2} \cdot (a + \bar{b}'_3)}{R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b'_3 \cdot \frac{(b'_3 - \bar{a})}{2}} = \frac{365 \cdot 0,35 \cdot 10^{-4} \cdot (2,98 + 0,1)}{14,5 \cdot 0,9 \cdot 1,47 \cdot \frac{(1,47 - 1,37)}{2}} = 0,041.$$

6. Производится подбор арматуры поперечного ребра A_{s3} :

$$\xi_0 = \alpha - \beta \cdot R_b \cdot \gamma_{b2} = 0,95 - 0,008 \cdot 14,5 \cdot 0,9 = 0,846;$$

$$\sigma_\varepsilon = R_s + 400 - \gamma_p \cdot \sigma_{p2} = 510 + 400 - 0,9 \cdot 420 = 532 \text{ МПа};$$

при $\gamma_{b2} = 0,9 < 1$;

$$\xi_R = \frac{\xi_0}{1 + \frac{\sigma_\varepsilon \cdot \left(1 - \frac{\xi_0}{1,1}\right)}{500}} = \frac{0,846}{1 + \frac{532 \cdot \left(1 - \frac{0,846}{1,1}\right)}{500}} = 0,679$$

$$\lambda_m = \frac{M}{R_b \cdot \bar{b}'_3 \cdot h_{03}^2 \cdot \gamma_{b2} \cdot 10^3} = \frac{4,33}{365 \cdot 0,1 \cdot 0,122^2 \cdot 0,9 \cdot 10^3} = 0,0275,$$

при условии $\lambda_m \leq 0,5$.

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \lambda_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,0275} = 0,028 \quad \text{при условии } \xi \leq \xi_R$$

$$\nu = 1 - 0,5 \cdot \xi = 1 - 0,5 \cdot 0,028 = 0,986;$$

$$A_{s1} = \frac{M}{R_{s3} \cdot \nu \cdot h_{03}} = \frac{4,33}{375 \cdot 10^3 \cdot 0,986 \cdot 0,122} = 0,96 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2;$$

При этом в формулу для вычисления A_{s1} подставляется

большая величина момента:

$$M_r = \frac{q \cdot K_{n1} \cdot b^3}{12} + \frac{g_r \cdot b^2}{8} = \frac{3,22 \cdot 1,36 \cdot 2,74^3}{12} + \frac{0,395 \cdot 2,74^2}{8} \\ = 3,11 \text{ кНм,}$$

где

$$\psi = \frac{K_{n1}^2}{3 - \frac{2 \cdot K_{n1}}{\bar{\gamma}}} = \frac{1,36^2}{3 - \frac{2 \cdot 1,36}{0,5}} = -0,76,$$

$$K_{n1} = \frac{1}{K_n} = \frac{1}{0,731} = 1,36;$$

$$M_r = q \cdot \bar{\alpha}^3 \cdot \frac{(3 - \bar{\gamma}^2 \cdot K_n^2)}{24 \cdot \bar{\gamma}^2} + \frac{g_r \cdot b_f^2}{8} = 4,33 \text{ кНм,}$$

$$M_{24} = 3,52 \text{ кНм.}$$

Диаметр арматуры верхнего стержня каркаса поперечного ребра (A_{s3}') принимают из конструктивных особенностей равным 6-8 мм.

3. Расчет армирования предварительно напряженных продольных ребер складки при действии равномерно распределенной или близкой к ней нагрузки.

1. Последовательно вычисляются расчетные параметры: складки по схеме излома (рисунок 4, б).

Вертикальное перемещение пролетной линии излома 1-3:

$$V_1 = \cos(\bar{\alpha}_1 - \bar{\alpha}_{1T}) = \cos(0,3316 - 0,0519) = 0,961.$$

Поправочный угол:

$$\bar{\alpha}_{1T} = \arctg \frac{2 \cdot (h_3 - x_1)}{a + b_f} = \arctg \frac{2 \cdot (0,15 - 2 \cdot 10^{-3})}{2,98 + 2,74} = 0,0517$$

Высота сжатой зоны в поперечном ребре на линии излома 0-2:

$$x_1 = \frac{R_{s2} \cdot A_{s2} \cdot (\bar{a} + \bar{b}'_3)}{0,5 \cdot \gamma_{b2} \cdot R_b \cdot b'_3 \cdot (1 + \lambda)} = \frac{375 \cdot 0,45 \cdot 10^{-4} \cdot (1,37 + 0,1)}{0,5 \cdot 0,9 \cdot 14,5 \cdot 1,0 \cdot (1 + 0,898)} \\ = 2 \cdot 10^{-3} \text{ м.}$$

где

$$\lambda = 1 - 0,0078 \cdot \gamma_{b2} \cdot R_b = 1 - 0,0078 \cdot 0,9 \cdot 14,5 = 0,898.$$

Объем пирамиды вертикальных перемещений:
для первой грани

$$\omega_1 = \frac{(2 \cdot b_f + 3 \cdot r_1) \cdot l \cdot V_1 \cos a_1}{6} = \\ = \frac{(2 \cdot 2,74 + 3 \cdot 0,095) \cdot 5,8 \cdot 0,961 \cdot \cos 0,3316}{6} = 5,27 \text{ м}^3$$

для бортового элемента $\omega_b = \frac{b_b \cdot l \cdot V_1}{2} = 0$, поскольку $b_b = 0$

Работа изгибающих моментов на линиях излома 0-2 и 2-4:

$$A = \frac{M_{02} \cdot m + M_{24} \cdot m}{b_f} = \frac{1,57 \cdot 3 + 3,52 \cdot 3}{2,74} = 5,57 \text{ кН.}$$

Работа по линии излома 0-2 принята такой же, как и по линии излома 0-4 для схемы (рисунок 5, в).

Работа внешней нагрузки на перемещениях жестких звеньев схемы излома:

$$\begin{aligned} T &= (g_b + p_b) \cdot \omega_b + \left(\frac{g}{\cos \bar{\alpha}_1} + p_1 \right) \cdot \omega_1 = \\ &= 0 + \left(\frac{3,22}{\cos 0,3316} + 0,98 \right) \cdot 5,27 = 23,12 \text{ кН.} \end{aligned}$$

Изгибающий момент в крайнем продольном ребре первой грани:

$$M_{13} = \frac{l \cdot (T - A)}{4} = \frac{5,8 \cdot (23,12 - 5,57)}{4} = 24,26 \text{ кНм.}$$

2. Вычисляются расчетные параметры складки по схеме излома. Вертикальное перемещение пролетной линии излома 1-3:

$$V_2 = \cos(\bar{\alpha}_2 - \bar{\alpha}_{2T}) = \cos(0,1920 - 0,0519) = 0,99.$$

Поправочный угол:

$$\bar{\alpha}_{2T} = \arctg \frac{2 \cdot (h_3 - x_1)}{a + b_f} = \arctg \frac{2 \cdot (0,15 - 2 \cdot 10^{-3})}{2,98 + 2,74} = 0,0517$$

Объем пирамиды вертикальных перемещений:
для первой грани:

$$\begin{aligned} \omega_1 &= \frac{(2 \cdot b_f + 3 \cdot r_1) \cdot l \cdot V_1 \cos \alpha_1}{6} = \\ &= \frac{(2 \cdot 2,74 + 3 \cdot 0,095) \cdot 5,8 \cdot 0,99 \cdot \cos 0,1930}{6} = 5,47 \text{ м}^3 \end{aligned}$$

Объем пирамид вертикальных перемещений для первой и второй граней складки:

$$\bar{\omega}_1 = \frac{\left(\frac{a+b_f}{2} + r_2\right) \cdot l \cdot V_2 \cdot \cos \bar{\alpha}_1}{2} = \frac{\left(\frac{2,98+2,74}{2} + 0,225\right) \cdot 5,8 \cdot 0,99 \cdot \cos 0,3316}{2} = 8,37 \text{ м}^3;$$

$$\bar{\omega}_2 = \frac{(2 \cdot b_f + 3 \cdot r_2) \cdot l \cdot V_2 \cdot \cos \alpha_2}{6} = \frac{(2 \cdot 2,74 + 3 \cdot 0,225) \cdot 5,8 \cdot 0,99 \cdot \cos 0,1920}{6} = 5,78 \text{ м}^3$$

Работа внешней нагрузки:

$$\bar{T} = \left(\frac{g}{\cos \bar{\alpha}_1} + p_1\right) \cdot \bar{\omega}_1 + \left(\frac{g}{\cos \bar{\alpha}_2} + p_2\right) \cdot \bar{\omega}_2;$$

$$\bar{T} = \left(\frac{3,22}{\cos 0,3316} + 0,98\right) \cdot 8,37 + \left(\frac{3,22}{\cos 0,1920} + 0,98\right) \cdot 5,78 = 61,34 \text{ кН};$$

Погонные усилия на единицу длины полки соответственно составят:

$$g_{sw1} = \frac{R_{s1} \cdot A_{s1}}{S_1} = \frac{375 \cdot 10^2 \cdot 0,35 \cdot 10^{-4}}{0,20} = 6,56 \text{ кПам};$$

$$g_{sw2} = \frac{R_{s2} \cdot A_{s2}}{S_2} = \frac{375 \cdot 10^3 \cdot 0,28 \cdot 10^{-4}}{0,25} = 4,2 \text{ кПам};$$

$$g_{sw3} = \frac{R_{s3} \cdot A_{s3}}{S_3} = \frac{365 \cdot 10^2 \cdot 0,96 \cdot 10^{-4}}{1,47} = 2,384 \text{ кПам};$$

где $S_3 = \bar{a} + \bar{b}'_3 = 1,37 + 0,1 = 1,47 \text{ м}$.

Высота сжатой зоны бетона в наклонном сечении:

$$x_a = \frac{g_{sw1} \cdot a}{2 \cdot g_{sw2} + \gamma_{b2} \cdot R_b \cdot h_1 \cdot 10^3} = \frac{6,56 \cdot 2,98}{2 \cdot 4,2 + 0,9 \cdot 14,5 \cdot 0,03 \cdot 10^3} = 0,049 \approx 0,05 \text{ м}.$$

Изгибающий момент, воспринимаемый продольными стержнями сетки полки:

$$M_a = 0,5 \cdot g_{sw1} \cdot a \cdot (a - x_a) = 0,5 \cdot 6,56 \cdot 2,98 \cdot (2,98 - 0,05) = 28,64 \text{ кНм}.$$

Изгибающий момент, воспринимаемый поперечный арматурой сетки полки в наклонном сечении:

$$M_g = 0,5 \cdot g_{sw2} \cdot c \cdot (c - S_2) = 0,5 \cdot 4,2 \cdot 2,31 \cdot (2,31 - 0,25) = 9,99 \text{ кНм.}$$

Изгибающий момент, воспринимаемый верхнем стержнем каркаса поперечного ребра плиты в наклонном сечении:

$$M_r = 0,5 \cdot g_{sw3} \cdot c \cdot (c - s_3) = 0,5 \cdot 2,384 \cdot 2,31 \cdot (2,31 - 1,47) = 2,31 \text{ кНм.}$$

Изгибающий момент M_i , воспринимаемый наклонным сечением первой грани складки в ее плоскости:

$$M_i = M_a + M_g + M_r = 28,64 + 9,99 + 2,31 = 40,94 \text{ кНм.}$$

Длина проекции наклонного сечения на направление продольного ребра:

$$c = \sqrt{\frac{2 \cdot M_a}{(g_{sw1} + g_{sw2})}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 28,64}{6,56 + 4,2}} = 2,31 \text{ м,}$$

$$\text{но не более } \frac{l}{2} = \frac{5,8}{2} = 2,9 \text{ м.}$$

Виртуальное линейное перемещение:

$$\delta = tg(\bar{\alpha}_1 - \beta_2) = tg(0,3316 - 0,14) = 0,194,$$

где

$$\beta_2 = \bar{\alpha}_2 - \bar{\alpha}_{2T} = 0,1920 - 0,0517 = 0,14 \text{ рад.}$$

Изгибающий момент M^* , приходящийся на три продольных ребра двух плит:

$$M_{13}^* = \frac{l \left(\bar{T} - A - 2M_i \frac{\delta}{c} \right)}{4} = \frac{5,8 \cdot \left(61,34 - 5,57 - 2 \cdot 40,94 \cdot \frac{0,194}{2,31} \right)}{4} = 70,9 \text{ кНм.}$$

Работа изгибающих моментов по схеме (рисунок 5, в) принята

такой же как и работа складки по схеме (рисунок 4, б).

$$\text{На одно ребро } M'_{13} = \frac{M_{13}^*}{3} = \frac{70,9}{3} = 23,6 \text{ кНм.}$$

3. Вычисляются расчетные параметры складки по схеме излома рисунок 4, г.

Вертикальное перемещение пролетной линии излома 1-3:

$$V_3 = \frac{\cos\beta_2}{\cos(\beta_1 - \beta_2)} = \frac{\cos 0,14}{\cos(0,3835 - 0,14)} = 1,14,$$

где углы наклона β_1 и β_2 :

$$\beta_1 = \bar{\alpha}_1 + \alpha_{1T} = 0,3316 + 0,0517 = 0,3835 \text{ рад.}$$

$$\beta_2 = \bar{\alpha}_2 + \alpha_{2T} = 0,1920 + 0,0517 = 0,14 \text{ рад.}$$

Объемы пирамид вертикальных перемещений:

$$\bar{\omega}_1 = \frac{(\alpha \cdot b_f + 3r_2) \cdot l \cdot V_3 \cdot \cos\bar{\alpha}_1}{6} = \frac{(2,98 \cdot 2,74 + 3 \cdot 0,225) \cdot 5,8 \cdot 1,14 \cdot \cos 0,3316}{6} = 6,66 \text{ м}^3;$$

$$\bar{\omega}_2 = \frac{(\alpha \cdot b_f + 3r_2) \cdot V_3 \cdot \cos\bar{\alpha}_2}{6} = \frac{(2 \cdot 2,74 + 3 \cdot 0,225) \cdot 1,14 \cdot \cos 0,1920}{6} = 1,15 \text{ м}^3;$$

Работу изгибающих моментов M_{14} и M_{43} в первой грани принимаем равной нулю.

Работа внешней нагрузки:

$$\bar{M}^*_{13} = \frac{l(T^* - A - 2M_i \frac{\delta}{c})}{4} = \frac{5,8 \cdot (34,1 - 5,57 - 2 \cdot 40,94 \cdot \frac{0,194}{2,31})}{4} = 31,4 \text{ кНм},$$

где значение работы изгибающих моментов на линиях излома 0- 2,1-2 и 2-3 принято равным работе внутренних сил на схеме излома (рисунок 5,б).

На одно ребро

$$M_{13} = \frac{\bar{M}^*_{13}}{2} = \frac{31,4}{2} = 15,7 \text{ кНм.}$$

Полученные значения изгибающих моментов в ребре (M_{13}) сравнивают по всем трем схемам разрушения и по большему из них производят расчет сечения преднапряженной арматуры A_p продольного реб-

ра. Для этого последовательно вычисляются следующие параметры:

$$\xi_0 = \alpha - \beta \cdot R_b \cdot \gamma_{b2} = 0,95 - 0,008 \cdot 14,5 \cdot 0,9 = 0,846;$$

$$\sigma_\varepsilon = R_s + 400 - \gamma_p \cdot \sigma_{p2} = 510 + 400 - 0,9 \cdot 420 = 532 \text{ МПа};$$

$$\xi_R = \frac{\xi_0}{1 + \frac{\sigma_\varepsilon \cdot \left(1 - \frac{\xi_0}{1,1}\right)}{500}} = \frac{0,846}{1 + \frac{532 \cdot \left(1 - \frac{0,846}{1,1}\right)}{500}} = 0,679,$$

при $\gamma_{b2} = 0,9 < 1$;

$$\lambda_m = \frac{M}{R_b \cdot b_f \cdot h_0^2 \cdot \gamma_{b2}} = \frac{24,26 \cdot 10^3}{14,5 \cdot 10^6 \cdot 1,072 \cdot 0,172^2 \cdot 0,9} = 0,06,$$

при условии $\lambda_m \leq 0,5$.

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \lambda_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,06} = 0,062 \quad \text{при условии } \xi \leq \xi_R$$

$$\gamma_{s12} = \alpha_1 + \frac{0,15 \cdot \sigma_p}{R_{s,ser}} = 0,06 + \frac{0,15 \cdot 530}{590} = 0,195,$$

но не менее $\gamma_{s12} = 1$;

$$\gamma_{s7} = \frac{1}{3} \left[4 \cdot \delta - \gamma_{s12} - 4 \cdot (\delta - \gamma_{s12}) \cdot \frac{\xi}{\xi_R} \right] = \frac{1}{3} \left[4 \cdot 1,2 - 1,0 - 4(1,2 - 1,0) \cdot \frac{0,062}{0,679} \right] = 1,17,$$

но не более $\delta = 1,2$.

$$\nu = 1 - 0,5 \cdot \xi = 1 - 0,5 \cdot 0,062 = 0,969;$$

$$A_{sp} = \frac{(M - R'_s \cdot A_s \cdot \nu \cdot h_0)}{\gamma_{s7} \cdot R_s \cdot \nu \cdot h_0 \cdot 10^3} = \frac{24,26 - 0}{1,17 \cdot 365 \cdot 10^3 \cdot 0,96 \cdot 0,172} = 2,19 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2$$

$$\mu = \frac{A_{p1} + A_s}{b \cdot h_0} = \frac{2,16 \cdot 10^{-4}}{0,105 \cdot 0,172} = 0,012, \quad \text{причем } \mu \geq \mu_{\min}$$

и, в соответствии с этим, принимается сечение рабочей арматуры.

4. В крайних плитах складки и плитах, примыкающих к фонарным проемам, может иметь место также схема разрушения (см. ри-

сунок 5, г). Для этой схемы крутящий момент в продольном ребре равен:

$$M_{45} = \frac{\bar{q}(a + b_f)^2(3a_2 - 2a_1)}{48} - \frac{M_{02} + 2mM_{24}}{2\sqrt{2}} =$$

$$= \frac{3,43 \cdot (2,98 + 2,74)^2 \cdot (3 \cdot 5,6 - 2 \cdot 1,28)}{48} - \frac{1,57 + 2 \cdot 3 \cdot 3,52}{2\sqrt{2}} = 5,51 \text{ кНм},$$

где $a_2 = l_3 - 2 \cdot b_4 = 5,97 - 2 \cdot 0,185 = 5,6 \text{ м}$.

По значению этого момента проверяется армирование ребра в приопорной зоне. Это армирование выполняется сеткой.

Изгибающий момент M_{05} (см. рисунок 5, д) во всех случаях равен нулю, так как угловая арматура не воспринимает усилий растяжения. Если в результате расчета $M_{05} \leq 0$, то концевые участки плиты армировать на кручение не требуется.

5. Вычисляется максимальная величина поперечной силы в продольных ребрах первой и второй граней складки:

$$Q = \left(\bar{q}' \frac{l}{2} + \frac{\bar{q} \cdot b_f (a_2 - a_1)}{4} \right) \cos \bar{\alpha}_1 =$$

$$= \left(5,93 \cdot \frac{5,80}{2} + \frac{3,43 \cdot 2,74 \cdot (5,6 - 1,28)}{4} \right) \cos 0,3316 = 25,86 \text{ кН},$$

$$\text{где } \bar{q}' = \frac{a(g + P_1)}{2} = \frac{2,98 \cdot (3,0 + 0,98)}{2} = 5,93 \text{ кН/м}.$$

По вычисленному значению поперечной силы подбирают поперечную арматуру каркасов продольных ребер в соответствии с указаниями действующих норм.

6. Максимальные сдвигающие силы S , передающиеся справа и слева на диафрагму покрытия:

$$S = \frac{M_i}{c \cdot \left(1 - 4 \cdot \frac{c^2}{3 \cdot l^2}\right)} = \frac{40,94}{2,31 \cdot \left(1 - 4 \cdot \frac{2,31^2}{3 \cdot 5,8^2}\right)} = 22,5 \text{ кН.}$$

На это усилие рассчитывают сварные швы, прикрепляющие плиту к диафрагмам.

5. Пример расчета несущей способности пространственного покрытия в форме гиперболического параболоида

Оболочки отрицательной гауссовой кривизны в форме гиперболического параболоида на прямоугольном и квадратном планах (гипары) подразделяются на равносторонние и неравносторонние (рисунок 6, а, б, в). Равносторонние оболочки применяют как отдельно стоящими, так и из четырех оболочек, а неравносторонние, как правило, лишь в системе покрытия.

В практике проектирования и строительства находят применение следующие виды покрытий в виде гипар: покрытие с наклонными коньками и плоским контуром, покрытие с наклонными коньками и поднятыми углами, покрытие с горизонтальными коньками (рисунок 6, г, д, е). В качестве контурных конструкций используют стены, бортовые элементы. По линиям сопряжения отдельных оболочек составных гипаров, образующих систему, устраивают коньковые балки, которые рассчитывают на восприятие сдвигающих усилий.

В конструкциях гипаров, выполняемых обычно из бетона высоких классов, армирование производят сетками из проволоки диаметром 3...5 мм класса В-I с шагом стержней 100...200 мм. Характерная особенность напряженного состояния гипар при равномерно распре-

деленной нагрузке состоит в том, что вдоль главных направлений с отрицательной кривизной развивается растяжение, а вдоль главных направлений положительной кривизны - сжатие.

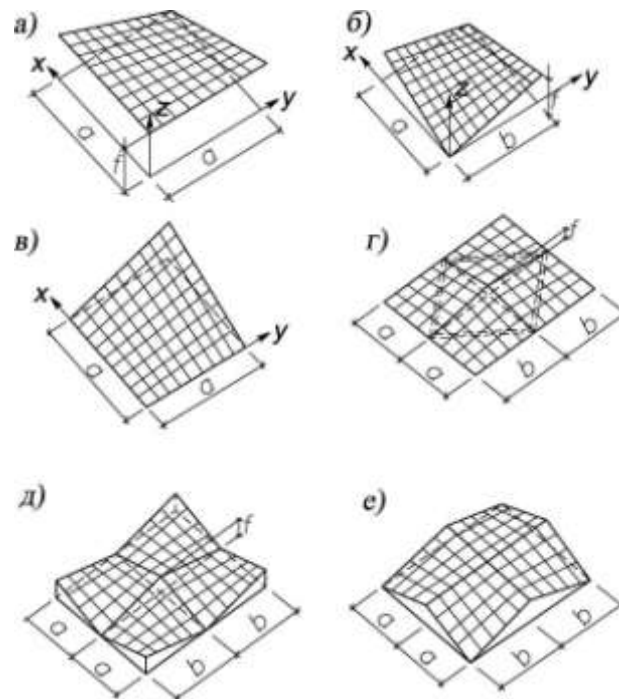


Рисунок 6 – Типы оболочек-гипар (а-в) и схемы покрытий из них (г-е): а, в – гипары равносторонние, б – неравносторонние, г – покрытия с наклонными коньками и плоским контуром, д - с наклонными коньками и поднятыми углами, е - с горизонтальными коньками

Пример расчета несущей способности покрытия в форме четырехлепесткового гиперболического параболоида.

Исходные данные (рисунок 7, 8):

$t=0,06$ м, $f=3,2$ м, $b_r=0,2$ м, $h_r=0,4$ м, $l=21$ м, $s_x = s_y = 0,1$ м,
 $s_1=0,07$ м, $A_{s1}=0,503 \cdot 10^{-4}$ м², $A_{si}=0,39 \cdot 10^{-4}$ м², $A_{s2}=6,16 \cdot 10^{-4}$ м², $d=4,0$ м,
 $\gamma_b=25$ кН/м³, $R_{bn}=22$ МПа, $R_{sn3}=590$ МПа, $R_{sn,i}=395$ МПа, $R_{sn2}=390$ МПа и $R_{sn1}=390$ МПа.

1. Определяют параметры, характеризующие геометрию и ар-

мирование конструкции гипара

$$\omega = \frac{A_{si} R_{sn1} S}{A_{si} R_{sn1} S_1} = \frac{0,503 \cdot 10^{-4} \cdot 390 \cdot 0,1}{0,39 \cdot 10^{-4} \cdot 395 \cdot 0,07} = 1,82;$$

$$u = \frac{t_s R_{bn}}{A_{si} R_{sn,1}} = \frac{0,06 \cdot 0,1 \cdot 22}{0,39 \cdot 10^{-4} \cdot 395} = 8,57;$$

$$\eta = \frac{2e R_{bn}}{tl} = \frac{2 \cdot 0,2 \cdot 0,4}{0,06 \cdot 21} = 0,127;$$

$$\xi = 2d/l = \frac{2 \cdot 4}{21} = 0,381;$$

$$\delta = 2h/f = \frac{2 \cdot 0,4}{3,2} = 0,25.$$

Предварительно задаются значением площади сечения затяжки $A_{sp} = 57,3 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2$ и определяют параметр ν :

$$\nu = \frac{A_{sp} R_{sn3}}{A_{si} R_{sn,i}} = \frac{57,3 \cdot 10^{-4} \cdot 590}{0,39 \cdot 10^{-4} \cdot 395} = 219,5.$$

Затем, в случае изменения значения A_{sp} , параметр ν уточняется методом итераций.

$$m = \frac{2S}{l} = \frac{2 \cdot 0,1}{21} = 0,0095;$$

$$n = \frac{A_{s2} R_{sn2}}{A_{si} R_{sn,i}} = \frac{6,16 \cdot 10^{-4} \cdot 390}{0,39 \cdot 10^{-4} \cdot 395} = 15,6.$$

2. Вычисляют коэффициент $\psi_1(\psi_4)$, характеризующий положение нейтральной оси линии излома и расчетный коэффициент k_i .

Для покрытий в форме четырехлепесткового гипара с наклонными коньками и поднятыми углами (см. рисунок 7):

$$\psi_1 = \frac{(1 + \omega\xi - u\eta)}{1 + \omega + u} = \frac{1 + 1,82 \cdot 0,381 - 8,57 \cdot 0,127}{1 + 1,82 + 8,57} = 0,053;$$

$\psi_1 \geq 0$ – нейтральная ось линии излома не пересекает ребер, а k_i вычисляют:

$$k_i = 2 + 1,5u\eta\delta + \omega\xi^2(3 - \xi) - 6(1 + \omega\xi - u\eta)\psi_1 + 3[2 + \omega(1 + \xi) + u(1 - \eta)]\psi_1^2 -$$

$$-2(1 + \omega + u)\psi_1^3 = 2 + 1,5 \cdot 8,57 \cdot 0,127 \cdot 0,25 + 1,82 \cdot 0,381^2(3 - 0,381) -$$

$$-6(1 + 1,82 \cdot 0,381 - 8,57 \cdot 0,127) \cdot 0,053 + 3[2 + 1,82(1 + 0,381) + 8,57(1 - 0,127)] \times$$

$$\times 0,053^2 - 2(1 + 1,82 + 8,57) \cdot 0,053^3 = 3,0066 \approx 3,01.$$

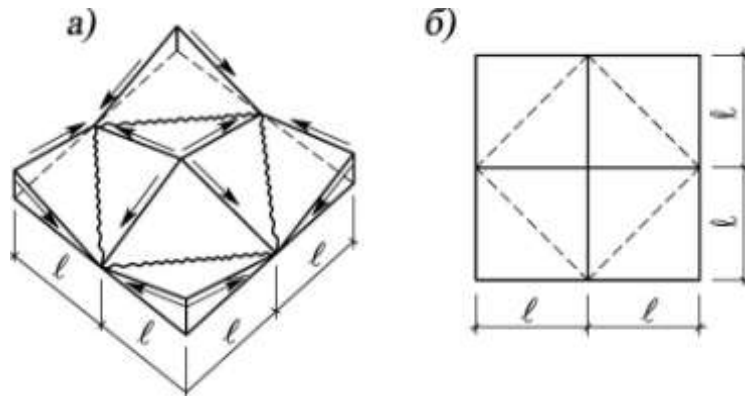


Рисунок 7 – Схема покрытия в форме четырехлепесткового гипара: а – общий вид и схема разрушения; б – план покрытия

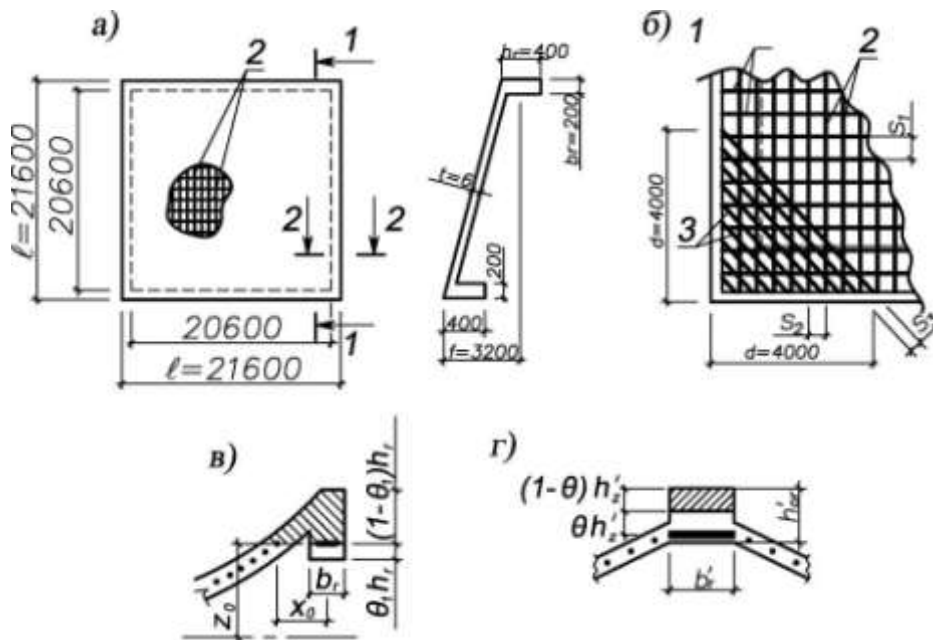


Рисунок 8 – Схема армирования гипара: а - общий вид, б - армирование нижнего угла, в – примыкание оболочки к бортовому ребру, г – то же, к коньковому ребру; 1 - арматура ребра, 2 – арматура поля оболочки, 3 – арматура угловой зоны

3. Определяют предельную нагрузку на оболочку:

$$q = \frac{2A_{si}R_{sn,i} \cdot f \cdot k_i}{Sl^2} = \frac{2 \cdot 0,39 \cdot 10^{-4} \cdot 395 \cdot 3,2 \cdot 3,01}{0,1 \cdot 21^2} = 6,73 \text{ кН/м}^2.$$

4. Определяют эквивалентную (по работе внутренних сил) равномерно распределенную нагрузку от веса контурных ребер (p_r):

$$p_r = 3\gamma_b t \eta = 3 \cdot 25 \cdot 0,06 \cdot 0,127 = 0,57 \text{ кН/м}^2.$$

5. Определяют равномерно распределенную нагрузку от веса оболочки:

$$p_g = \gamma_b t = 25 \cdot 0,06 = 1,50 \text{ кН/м}^2.$$

6. Находят интенсивность полной предельной полезной нагрузки на покрытие:

$$g = q - p_g - p_r = 6,73 - 1,5 - 0,57 = 4,66 \text{ кН/м}^2 = 0,00466 \text{ МПа}.$$

7. Вычисляют площадь сечения затяжки, обеспечивающей несмещаемость углов четырехлепесткового покрытия с наклонными коньками и поднятыми углами из условия:

$$A_{sp} \geq \frac{\bar{\nu} A_{si} R_{sn,i}}{R_{sn3}} = 57,3 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 > \frac{204,56 \cdot 0,39 \cdot 10^4 \cdot 395}{590} = 53,41 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2.$$

В приведенном выше условии присутствует расчетный параметр $\bar{\nu}$.

Его значение зависит от выполнения условий положений нейтральной оси в оболочке, определяемое следующими условиями:

$$\psi_2 > 1 - \sqrt{1 - \delta}; \quad (\text{a})$$

$$\psi_2 \leq 1 - \sqrt{1 - \delta}; \quad (\text{б})$$

Проверяем выполнение этих условий. Для этого вычисляем ψ_2 :

$$\psi_2 = \frac{(1 - u\eta + 0,35vm)}{1 + u} = \frac{1 - 8,57 \cdot 0,127 + 0,35 \cdot 219,5 \cdot 0,0095}{1 + 8,57} = 0,067,$$

$$\psi_2 = 0,067 < 1 - \sqrt{1 - \delta} = 1 - \sqrt{1 - 0,25} = 0,134,$$

следовательно, нейтральная ось пересекает ребро и параметр \bar{v} находим:

$$\bar{v} = \frac{(k_i - k_j)}{1,07m(1 - \psi_3 + 0,5\psi_3^2)} = \frac{3,01 - 1,28}{1,07 \cdot 0,0095(1 - 0,185 + 0,5 \cdot 0,185^2)} = 204,56.$$

Параметры ψ_3 и k_j для случая, когда нейтральная ось пересекает ребро вычисляются:

$$\begin{aligned} \psi_3 &= \frac{\delta + u\delta + 2u\eta - \sqrt{(\delta + u\delta + 2u\eta)^2 - 4u\eta\delta(1 + m(n + v))}}{2u\eta} = \\ &= \frac{0,25 + 8,57 \cdot 0,25 + 2 \cdot 8,57 \cdot 0,127}{2 \cdot 8,57 \cdot 0,127} - \\ &= \frac{\sqrt{(0,25 + 8,57 \cdot 0,25 + 2 \cdot 8,57 \cdot 0,127)^2 - 4 \cdot 8,57 \cdot 0,127 \cdot 0,25(1 + 0,0095(15,6 + 219,5))}}{2 \cdot 8,57 \cdot 0,127} \\ &= 0,185; \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} k_j &= 1 + 1,05mn\delta - 3(1 + 0,7mn)\psi_3 + 3\left(1 + 0,5u + \frac{u\eta}{\delta} + 0,35mn\right)\psi_3^2 - \\ &- \left(1 + u + \frac{3u\eta}{\delta}\right)\psi_3^3 + \frac{0,75u\eta\psi_3^4}{\delta} = 1 + 1,05 \cdot 0,0095 \cdot 15,6 \cdot 0,25 - \\ &- 3(1 + 0,7 \cdot 0,0095 \cdot 15,6) \cdot 0,185 + 3\left(1 + 0,5 \cdot 8,57 + \frac{8,57 \cdot 0,127}{0,25} + 0,35 \cdot 0,0095 \cdot 15,6\right) \\ &\times \\ &\times 0,185^2 - \left(1 + 8,57 + \frac{3 \cdot 8,57 \cdot 0,127}{0,25}\right) \cdot 0,185^3 + \frac{0,75 \cdot 8,57 \cdot 0,127 \cdot 0,185^4}{0,25} = 1,28. \end{aligned}$$

В результате проведенных вычислений окончательно принимаем следующие значения полной предельной полезной нагрузки на оболочку и площадь сечения затяжки:

$$g = 0,00465 \text{ МПа}; A_{sp} = 57,28 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2.$$

Назначаем затяжку из 10 стержней диаметром 28 мм из арматуры класса Ат – IV, с $A_{sp} = 61,58 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2$.

Список рекомендуемой литературы

1. Колчунов, В.И. Пространственные конструкции покрытий [Текст]: Учебное пособие / В.И. Колчунов, К.П. Пятикрестовский, Н.В. Ключева. - М.: Изд-во АСВ, 2008, - 352 с.
2. Колчунов, В.И. Расчет составных тонкостенных конструкций [Текст] / В.И. Колчунов, Л.А. Панченко. – М.: Изд-во АСВ, 1999. – 281 с.
3. Голышев, А.Б. Сопротивление железобетона [Текст] / А.Б. Голышев, Вл.И. Колчунов. – К.: Основа, 2009. – 432 с.
4. СНиП 2.03.01*-84. Бетонные и железобетонные конструкции / Минстрой России. – М.: ГП ЦПП, 1996. – 86 с.
5. СНиП 52-01-2003. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения / «ГУП НИИЖБ» Госстроя России. – М.: 2004. – 25с.
6. СП 52-101-03 Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры / Госстрой России, 2003. – 84 с.
7. СП 52-102-2004 Предварительно напряженные железобетонные конструкции / Госстрой России, 2005. – 36 с.
8. СП 52-117-2008 Железобетонные пространственные конструкции покрытий и перекрытий / ФГУП «НИЦ «Строительство», 2008.

ПРИЛОЖЕНИЕ А

Пример оформления титульного листа
Федеральное государственное бюджетное
образовательное учреждение высшего образования
«Юго-Западный государственный университет»

Кафедра «Строительство уникальных зданий и сооруже-
жений»

РАСЧЕТНО-ГРАФИЧЕСКАЯ РАБОТА №1
по дисциплине
«Пространственные конструкции зданий и сооружений»

Студент
Шифр
Группа

Иванов В.В.
025501
51-С

Курск, 2017

ПРИЛОЖЕНИЕ Б

Обязательные требования к оформлению расчетно-графической работы

Страница – формат А4, поля – сверху и снизу по 25 мм, слева и справа по 20 мм.

Первая строка – номер задачи – прописными, шрифт 14 пт Times New Roman, полужирный, выравнивание по центру.

Вторая строка – пустая строка – шрифт 10 пт.

Третья строка – условие задачи – размер шрифта 13 пт, между-строчный интервал – полуторный, выравнивание текста – по ширине, использовать режим автоматической расстановки переносов, отступ для абзаца – 10 мм.

Четвертая строка – пустая строка – шрифт 10 пт.

Пятая строка – решение задачи – пустая строка – размер шрифта 13 пт, подчеркнутый.

Рисунки представляются в черно-белом виде, в одном из форматов приложений Microsoft (в форматах .gif, .wmf, .jpg).

Формулы: в редакторе Microsoft Equation 4.0.

Каждую новую задачу начинать с новой стра-

ницы.

В тексте все сокращения, за исключением общепринятых, расшифровываются. Физический смысл символов в формулах объясняется. Значения физических величин приводятся в единицах СИ или разрешенных к употреблению наравне с ними. Буквенные обозначения, цифры, знаки и их расположение должны быть четкими и различными. Латинские буквы – курсив.