

Министерство науки и высшего образования Российской Федерации
Федеральное государственное автономное образовательное учреждение
Высшего образования
«СЕВЕРО-КАВКАЗСКИЙ ФЕДЕРАЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ»

МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ

к практическим занятиям по дисциплине

«Расчет тонкостенных пространственных конструкций»

по направлению 08.04.01 «Строительство»

направленность (профиль) «Теория и проектирование зданий и сооружений»

Введение

Методические указания разработаны для проведения практических работ по дисциплине «Расчет тонкостенных пространственных конструкций» студентов направления подготовки 08.04.01 Строительство и профилем подготовки «Теория и проектирование зданий и сооружений».

В методических указаниях к каждой работе приведены: тема, цель, знания и умения, приобретаемые студентом в результате освоения темы, актуальность темы, теоретическая часть, вопросы и задания, список рекомендуемой литературы, к использованию по данной теме.

Методические указания составлены в соответствии с требованиями Государственного стандарта высшего образования и программы дисциплины «Расчет тонкостенных пространственных конструкций» и предназначены для студентов очной и заочной форм обучения.

Содержание

Введение.....	2
1. Расчет панели-оболочки КЖС. Определение основных размеров панели-оболочки.....	4
2. Сбор нагрузок на панель-оболочку КЖС и определение внутренних усилий.....	16
3. Расчет оболочки КЖС по общей несущей способности и устойчивости.....	21
4. Определение характеристик предварительного напряжения арматуры и усилий обжатия бетона.....	31
5. Расчет прочности сечений, наклонных к продольной оси панели-оболочки, по поперечной силе.....	39
6. Определение наибольшей изгибающей нагрузки для панели-оболочки КЖС.....	46
7. Расчет поля панели-оболочки на изгиб вдоль образующей на равномерно распределенную нагрузку по всей поверхности оболочки.....	54
8. Расчет поля панели-оболочки на изгиб вдоль образующей при снеговой нагрузке, расположенной на левой половине пролета и проверка прочности сопряжения оболочки с диафрагмами.....	58
9. Проверка панели-оболочки КЖС по второй группе предельных состояний.....	66
Список литературы, рекомендуемый к использованию.....	71

1. Расчет панели-оболочки КЖС. Определение основных размеров панели-оболочки

Цель: научиться определять основные размеры панели-оболочки покрытия.

Знания и умения, приобретаемые студентом в результате освоения темы, формируемые компетенции или их части:

- знать определение основных размеров панели-оболочки покрытия типа КЖС (ПК-6);
- уметь выполнять компоновку, анализ и оценку технического решения конструкции, на соответствие установленным требованиям качества и характеристикам безопасности по инженерно-техническому проектированию (ПК-6);
- владеть навыками компоновки таких конструкций, анализа и оценки в соответствии с техническим заданием (ПК-6);

Актуальность темы: получение навыков в определении основных размеров панели-оболочки покрытия и способность участвовать в проектировании объектов градостроительной деятельности.

Теоретическая часть

Панель-оболочка КЖС (крупноразмерная, железобетонная, сводчатая) представляет собой короткий цилиндрический пологий предварительно напряженный свод-оболочку с двумя ребрами-диафрагмами сегментного очертания (рисунки 1.1, 1.2, 1.4, 1.5), в нижней утолщенной части которых располагается предварительно напряженная арматура. Сопряжение оболочки с диафрагмами выполняется с применением пологих вутов ($i = 1:5$), как показано на рисунке 1.2. Минимальная толщина оболочки должна быть не менее 30 мм; диафрагмы рекомендуется проектировать облегченной кессонированной конструкции с вертикальными ребрами жесткости и минимальной толщиной стенки, равной 40 мм. Минимальную толщину стенки в первом от опоры кессоне диафрагмы принимают не менее 50 мм. Основную напрягаемую рабочую арматуру панели (рисунок 1.2) рекомендуют проектировать из двух предварительно напряженных элементов, расположенных в нижней утолщенной зоне диафрагм. Эта арматура проектируется из стержневой свариваемой стали классов А600, А800 и, как правило, выполняется из одного или двух вплотную расположенных стержней в каждом ребре (диафрагме). Возможно также применение в качестве напрягаемой арматуры панелей КЖС холоднодеформированной арматуры периодического профиля классов от Вр1200 до Вр1600 и канатную 7-проволочную классов К1400, К1500, К1600, К1700. По концам напрягаемых элементов рабочей арматуры предусматриваются прикрепленные к ним стальные анкерные детали (рисунок 1.3). Эти детали должны обеспечивать надежное заанкеривание рабочей арматуры в бетоне опорного узла панели, так как эта арматура играет роль затяжек рассматриваемой сводчатой системы.

Армирование оболочки назначается по расчету и выполняется из сварной арматурной сетки рулонного типа. Площадь сечения арматуры (в % полной площади сечения бетона оболочки), расположенной в средней части пролета между точками 4–5 (рисунок 1.3), должна быть не менее: поперечной – 0,3; продольной – 0,2.

Диафрагмы, как правило, следует армировать сварными каркасами только в

опорных зонах (на участках длиной $0,1 l_0$ или более, в зависимости от результатов расчета), а также стержнями-подвесками, расположенными в вертикальных ребрах диафрагм.

Панели КЖС рекомендуют проектировать из бетонов классов В25 – В40 на сжатие в зависимости от размеров пролета и нагрузок. В тех случаях, когда это технически и экономически целесообразно в данном районе строительства, рекомендуют проектировать панели-оболочки КЖС из бетонов тех же классов на пористых заполнителях. Рекомендуют также проектировать комплексные панели-оболочки повышенной заводской готовности с эффективным плитным утеплителем (без стяжки) и кровлей, которые приклеиваются на заводе.

Для пропуска вентиляционных шахт и установки крышных вентиляторов предусматривается изготовление панелей с отверстиями диаметрами 400, 700, 1000 и 1450 мм, расположенными по оси панели на различных расстояниях от торца, вокруг которых предусматривается соответствующее усиление оболочки по расчету.

Для пропуска вентиляционных шахт и установки крышных вентиляторов предусматривают изготовление панелей с отверстиями диаметрами 400, 700, 1000 и 1450 мм, расположенными по оси панели на различных расстояниях от торца, вокруг которых предусматривается соответствующее усиление оболочки по расчету.

Для устройства светоаэрационных или зенитных фонарей панели следует проектировать с проемами размером 2,5х6 м – для панелей размером 3х18 м и 2,5х9 м – для панелей 3х24 м.

По периметру фонарного проема в оболочке предусматривают плавное утолщение до 70—80 мм; сжатую зону диафрагм в пределах проема рекомендуют соответственно усиливать. В оболочке и в сжатой зоне диафрагм в соответствии с расчетом рекомендуется устанавливать дополнительную арматуру.

Для совместной работы панелей КЖС с каркасом здания должно быть предусмотрено их крепление сваркой во всех четырех углах панели к продольным несущим конструкциям покрытия. Это крепление рекомендуют осуществлять с применением листовых шарниров, обеспечивающих возможность поворота

сечения панели в вертикальной плоскости. Листовые шарниры должны быть запроектированы так, чтобы они могли заранее на заводе привариваться к закладным деталям продольных конструкций. Жесткое крепление панелей, создающее их защемление на опорах, не допускается.

При проектировании рабочей арматуры из высокопрочной проволоки или стальных канатов конструкции анкеров должны обеспечивать возможность предварительного напряжения при натяжении арматуры с захватом за анкера арматурных элементов. При подъеме, строповку, панели следует осуществлять только за отверстия в угловых анкерных деталях (рисунок 1.3).

На всех стадиях производства, складирования, транспортирования и монтажа панель-оболочка должна опираться только на угловые анкерные детали. Транспортирование панелей КЖС предусматривается на транспортных средствах с жесткой (на изгиб и кручение) грузовой платформой, размеры которой должны быть не менее транспортируемых панелей.

Номинальные размеры панелей в плане рекомендуют принимать $B \times L = 3 \times 12$ м; $B \times L = 3 \times 18$ м и $B \times L = 3 \times 24$ м.

Панели-оболочки КЖС предназначены для покрытий промышленных, общественных, сельскохозяйственных и других зданий с пролетами 12, 18 и 24 м, а при необходимости и для покрытий зданий других пролетов. Применение панелей КЖС предусматривается в покрытиях однопролетных и многопролетных зданий с фонарями и без фонарей верхнего света, бескрановых, а также оборудованных мостовыми кранами грузоподъемностью до 30 т или подвесным транспортом грузоподъемностью до 5 т.

Покрытия рассматриваемого типа проектируются из панелей КЖС и поддерживающих продольных конструкций. В простейшем случае панели опираются на продольные несущие стены; такое решение наиболее целесообразно для невысоких зданий сельскохозяйственного строительства, невысоких складских и ряда других зданий.

В промышленном строительстве при шаге колонн 6 м панели опирают на продольные железобетонные балки прямоугольного сечения высотой 500 – 600 мм. При шаге колонн 12 м применяют предварительно напряженные

железобетонные двутавровые балки с сечением высотой 1000 – 1200 мм или фермы раскосно- шпренгельного типа с предварительно напряженной арматурой.

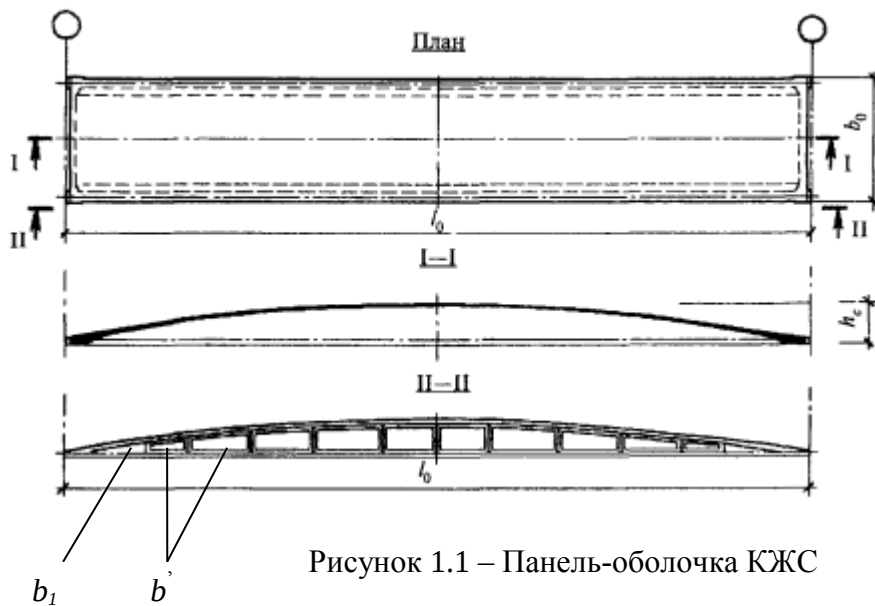


Рисунок 1.1 – Панель-оболочка КЖС

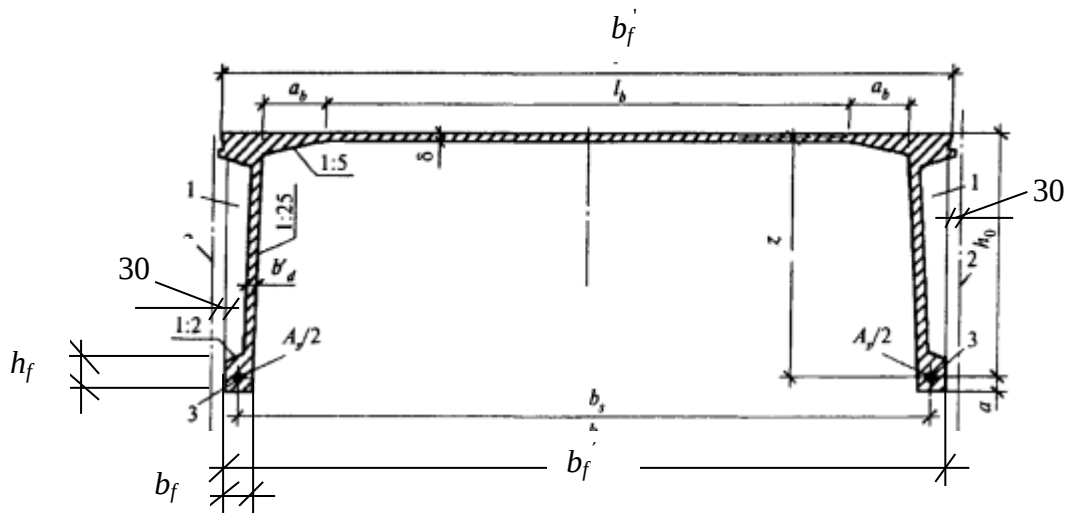


Рисунок 1.2 – Поперечное сечение панели-оболочки КЖС:

1 – вертикальное ребро жесткости; 2 – разбивочная ось; 3 – напрягаемая рабочая арматура

При компоновке высоту поперечного сечения панели в середине пролета h принимают равной $h = (1/20 - 1/15) L$ (здесь L номинальный пролет панели-оболочки, рисунок 1.4), в зависимости от величины нагрузки и размера пролета. При больших нагрузках и большем пролете принимают большую высоту. По оси опоры высоту панели-оболочки h_k можно принять $h_k \geq 0,01 L$, рисунок 1.3, и увязать с размерами анкера из уголка. Очертание верхней поверхности оболочки рекомендуют выполнять по квадратной параболе

$$y = 4 f x (l - x) / l^2, \quad (1.1)$$

здесь f – подъём оболочки, l – хорда сегмента.

Толщину оболочки h_f' , рисунки 13.2 [4] и 1.5 принимают не меньше 30 мм и не

более 40 мм в зависимости от величины изгибающего момента, ширины панели поверху b_f' и расчетного пролета l_0 . В дальнейшем принятая в компоновке толщина оболочки h_f' будет уточняться, исходя из требований прочности и устойчивости. В компоновке, предварительно, толщину оболочки можно принять 30 мм.

Толщину стенок диафрагм b , рисунки 13.2 [4] и 1.5 принимают не менее 40 мм, а в приопорной зоне b_1 не менее 50 мм, рисунки 1.1, 1.4. Угол наклона нижней поверхности оболочки у опоры не должен превышать $\operatorname{tg} \alpha \leq 0,5$, рисунок 1.3.

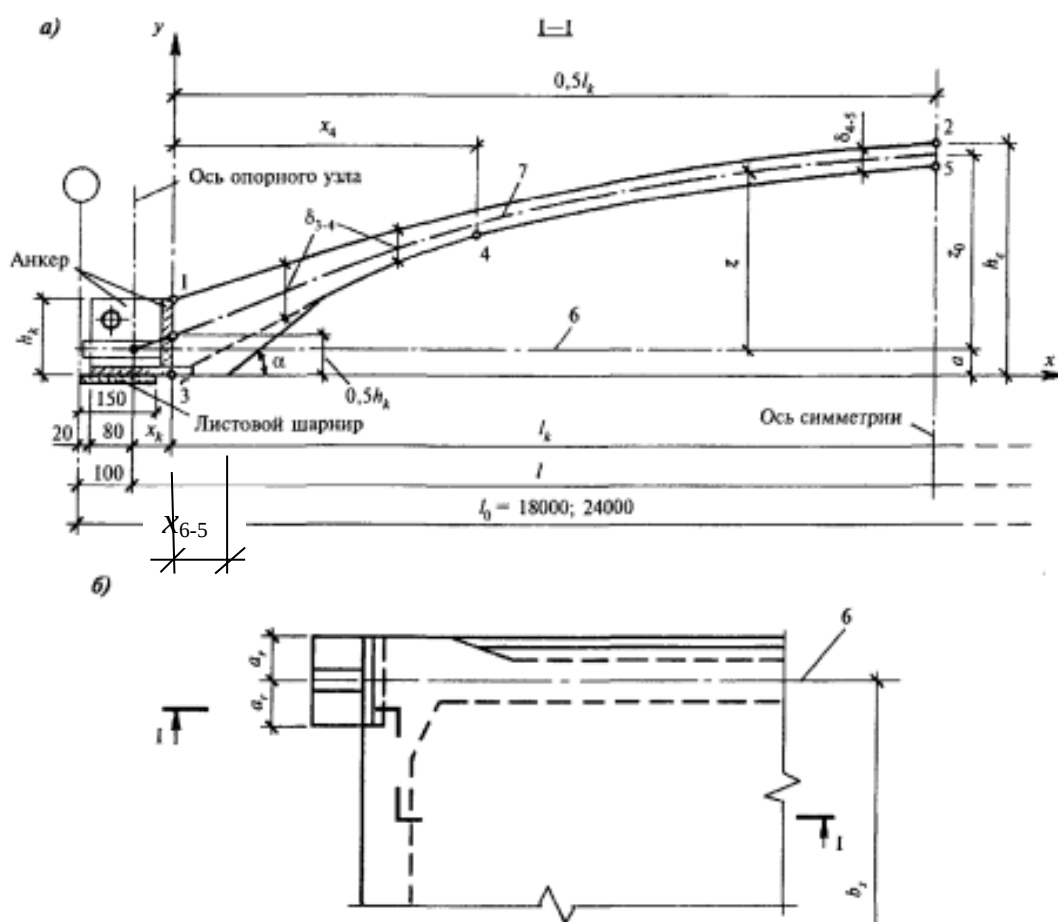


Рисунок 1.3 – Геометрическая схема панели-оболочки КЖС:

а – продольный разрез оболочки; б – план опорной части: 1 – 5 – номера характерных точек продольного сечения по оси панели; 6 – ось напрягаемой арматуры диафрагмы; 7 – ось оболочки

Длину нижнего горизонтального участка у опор x_{6-5} , можно принять (от 1,5 до 2) h_k смотри *пример 1.1*. На рисунке 1.3 это участок обозначен, как x_{6-5} (в соответствии с обозначениями в *пример 1.1*).

Расчетный пролет панели в продольном направлении l_0 (рисунок 1.1) определяют по формуле

$$l_0 = L - 2 (100 \dots 150) \text{ мм}, \quad (1.2)$$

где L – номинальная длина панели в плане (1200, 1800, 2400 смотри задание), мм.

Хорду сегмента l (рисунок 1.3) определяют по формуле

$$l = l_0 - 2 \cdot 50, \text{ мм}. \quad (1.3)$$

Подъем оболочки $f = h - h_k$, мм. Ширину нижнего пояса диафрагмы b_f , можно принять, $b_f = 100$ мм, высоту утолщения $h_f = 100$ мм. Ширину панели, можно принять, $b_f' = B - 2 \cdot 15 - 2 \cdot 15 = 3000 - 60 = 2940$ мм. Размеры вутов полки 150 мм (рисунок 1.5) и утолщения верхнего пояса диафрагм $a_k = 220$ мм рисунок 1.2. Сечения вертикальных ребер жесткости, можно принять $2 \times 80 \times 80$ мм через 1,5 м. Плечо внутренней пары сил в середине пролета панели $z_0 = h - (h_f / 2) - (h_f' / 2)$, рисунки 1.2, 1.3. Другие, не оговоренные компоновочные размеры, можно принять по аналогии с размерами, приведёнными на рисунках 13.2 и 13.3 [4]. Отдельные обозначения на рисунках 1.1, 1.2 и 1.3 могут не совпадать с обозначениями в *примере 1.1*, рисунки 1.4, 1.5, 1.6, поэтому необходимо ориентироваться на те, обозначения, которые приведены на конкретных рисунках в теоретической части и в примерах расчета.

Пример 1.1

Выполнить определение основных размеров панели-оболочки типа КЖС для покрытия отапливаемого здания пролетом $L = 18$ м и с размерами панели-оболочки в плане $B \times L = 3 \times 18$ м, при следующих исходных данных: материал панели-оболочки – легкий бетон на плотном мелком заполнителе марки по средней плотности D2000, класса прочности на сжатие B40. Напрягаемая арматура для диафрагм A600, ненапрягаемая A500 и B500. Снеговой район строительства III. Уровень ответственности здания нормальный, класс сооружения – КС-2, коэффициент $\gamma_n = 1$.

Решение

Находим основные характеристики бетона и арматуры. Основные характеристик бетона и арматуры принимаем по [1]. Удельный вес бетона $g=2,0 \cdot 9,81 = 19,62 \text{ кН/м}^3$; $R_b = 22 \text{ МПа}$; $R_{bt,ser} = 2,1 \text{ МПа}$; $R_{bt} = 1,4 \text{ МПа}$; $E_b = 23500 \text{ МПа}$.

Напрягаемая арматура изготовлена из термически упрочненной арматурной стали периодического профиля А600. Нормативное значение сопротивления растяжению $R_{s,n} = 600 \text{ МПа}$ и расчетное сопротивление растяжению для предельных состояний второй группы $R_{s,ser} = 600 \text{ МПа}$. Расчетное сопротивление растяжению для предельных состояний первой группы $R_s = 520 \text{ МПа}$; модуль упругости арматуры при растяжении и сжатии $E_s = 200000 \text{ МПа}$. Плита оболочки армируется холоднодеформированной арматурой периодического профиля класса В500 с расчетным сопротивлением растяжению для предельных состояний первой группы $R_s = 415 \text{ МПа}$.

Для армирования диафрагм используется арматура класса А500 с $R_s = 435 \text{ МПа}$.

Коэффициент приведения площади арматуры к площади бетона:

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{200000}{23500} = 8,51$$

Конструктивные размеры панели-оболочки и принятые обозначения представлены на рисунках 1.4, 1.5 и 1.6.

Номинальные размеры плиты в плане заданы $B \times L = 3 \times 18 \text{ м}$, рисунок 1.4. Находим высоту сечения в середине пролета панели-оболочки как $h = L / 20 = 18000 / 20 = 900 \text{ мм}$, высоту сечения по оси опоры $h_k \geq 0,01L = 0,01 \cdot 18000 = 180 \text{ мм}$. Принимаем $h_k = 250 \text{ мм}$ для увязки с анкером из уголка сечением $250 \times 160 \times 20 \text{ мм}$. Длина нижнего горизонтального участка у опоры $x_{6-5} = 1,5 \cdot h_k = 1,5 \cdot 250 = 380 \text{ мм}$ (рисунок 1.6). Угол наклона нижней поверхности оболочки у опоры $\alpha = 27^\circ$, что лежит в пределах $\operatorname{tg} \alpha \leq 0,5$.

Расчетный пролет панели: $l_0 = L - 2 \cdot 150 = 18000 - 300 = 17700 \text{ мм}$, рисунок 1.4.

Очертания верхней поверхности оболочки принимаем по квадратной параболе $y = 4 f x (l - x) / l^2$.

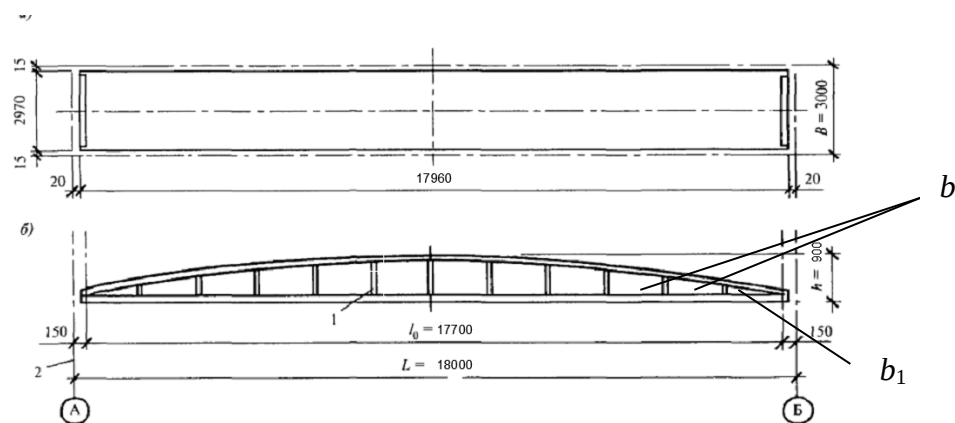


Рисунок 1.4 – Панель-оболочка КЖС: а – план панели-оболочки; б – вид сбоку; 1 – вертикальное ребро жесткости; 2 – разбивочная ось

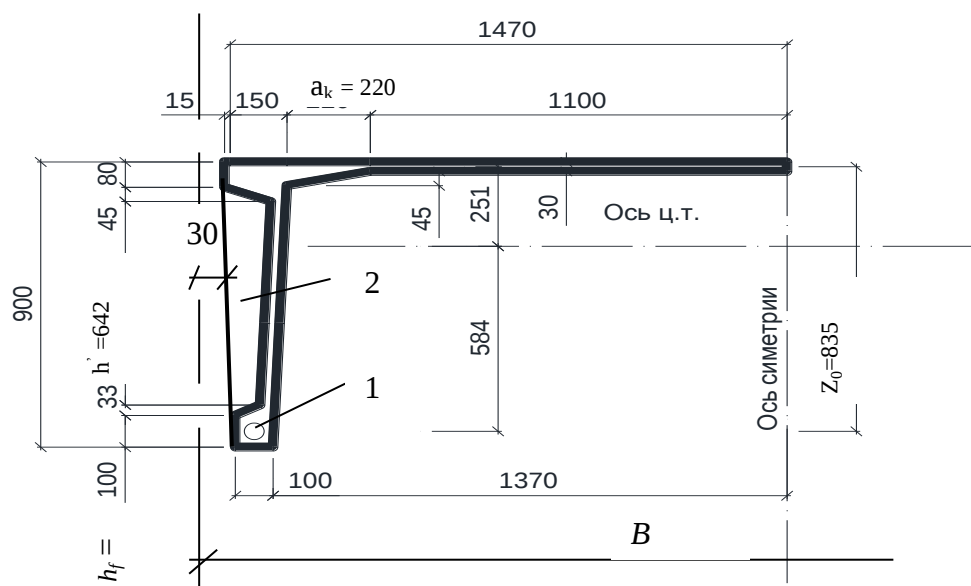


Рисунок 1.5 – Поперечное сечение панели-оболочки КЖС: 1 – напрягаемая арматура; 2 – вертикальное ребро жесткости

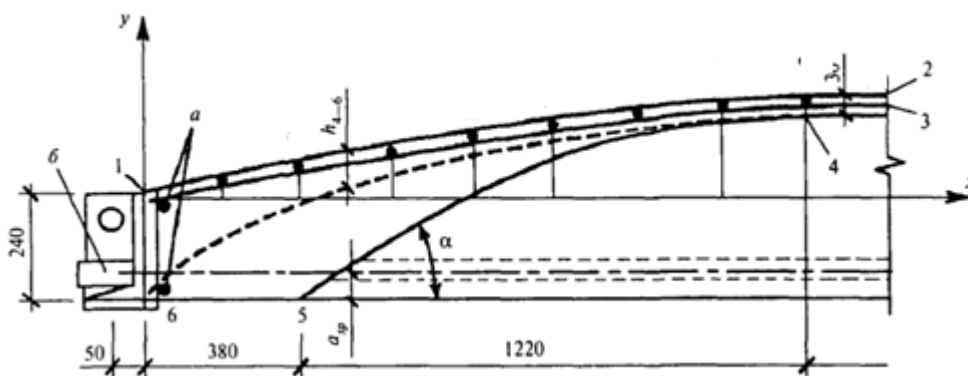


Рисунок 1.6 – Геометрическая схема оболочки между диафрагмами (в пропорной зоне, продольное сечение)

Хорда сегмента $l = l_0 - 2 \cdot 50 = 17700 - 100 = 17600$ мм. Подъем оболочки по параболе $f = h - h_k = 900 - 250 = 650$ мм. Ширина нижнего пояса двух диафрагм $2b_f = 2 \cdot 100 = 200$ мм; высота утолщения $h_f = 100$ мм. Ширина панели $b_f' = b - 2 \cdot 30 = 3000 - 60 = 2940$ мм, рисунки 1.4 и 1.5.

Размеры вутов полки и утолщений верхнего пояса даны на рисунке 1.5. Толщина крайних панелей стенок диафрагм $b_1 = 100$ мм; то же, остальных панелей $b = 40$ мм. Сечение вертикальных ребер жесткости $2 \times 80 \times 80$ мм через 1,5 метра. Плечо внутренней пары сил в середине пролета панели $z_0 = 900 - (30/2) - 50 = 835$ мм, рисунок 1.5

Задания

Задания выдаются преподавателем каждому студенту индивидуально.

Вопросы

Как можно найти высоту сечения панели-оболочки в середине пролета?

Как можно найти высоту сечения панели-оболочки в середине пролета?

Какой должен быть принят угол наклона нижней поверхности оболочки у опоры?

Рекомендуемая предварительно принимаемая толщина панели-оболочки?

Рекомендуемая толщина стенок диафрагм панели-оболочки в пролете и у опор?

Какой должна быть принята длина нижнего горизонтального участка у опор панели-оболочки?

Список литературы, рекомендуемый к использованию по данной теме: 1, 3, 4, 5.

2. Сбор нагрузок на панель КЖС и определение внутренних усилий

Цель: научиться собирать нагрузки на панель КЖС и определять внутренние усилия в панели-оболочки.

Знания и умения, приобретаемые студентом в результате освоения темы, формируемые компетенции или их части:

- знать сбор нагрузок на панель-оболочку КЖС и определять внутренние усилия (ПК-6);
- уметь выполнять сбор нагрузок, анализ и оценку технического решения конструкции, на соответствие установленным требованиям качества и характеристикам безопасности по инженерно-техническому проектированию (ПК-6);
- владеть навыками сбора нагрузок на такие конструкции, анализа и оценки в соответствии с техническим заданием (ПК-6).

Актуальность темы: получение навыков в определении сбора нагрузок и определении внутренних усилий в панели-оболочки КЖС, и способность участвовать в проектировании объектов градостроительной деятельности.

Теоретическая часть

На панель-оболочку КЖС могут действовать следующие виды нагрузок: постоянная нагрузка от веса кровли и собственного веса самой панели-оболочки; временные – от снега и от подвесных электрических кранов. В разделе будут рассмотрены нагрузки только постоянная и временная от снега. Постоянная нагрузка от веса кровли зависит от того является ли здание, для которого применяется данное покрытие, отапливаемым или неотапливаемым. Для отапливаемого здания в состав нагрузки от веса кровли учитывают постоянные нагрузки от: защитного покрытия, гидроизоляционного покрытия, утеплителя, пароизоляции, несущей конструкции кровельного покрытия. В неотапливаемом здании нагрузки от утеплителя и пароизоляции будут отсутствовать. Подсчет равномерно распределенной нагрузки на один квадратный метр покрытия $\text{кН} / \text{м}^2$, для средней части пролета панели-оболочки, удобно вести в табличной форме. Пример такого сбора нагрузок смотри *пример 2.1*, таблица 2.1. При подсчете нагрузок необходимо обратить внимание на то, что стенки диафрагм имеют параболическое очертание и имеют наибольшую высоту в середине пролета h' , рисунки 1.3, 1.6 и 13.2, с.125 [4]. Высоту h' можно найти по формуле (2.1)

$$h' = h - (h_f + 33 + 125) \text{ мм.} \quad (2.1)$$

Этой высоте соответствует максимальное значение неравномерной нагрузки g_{max} , *пример 2.1*. Эту нагрузку рекомендуют заменить равномерно распределенной, эквивалентной по изгибающему моменту M в середине пролета панели. Для вычисления изгибающего момента M стенку диафрагмы разделяют на элементарные площади: треугольника $F_1 = h' \cdot l / 4$ и параболического сегмента $F_2 = h' \cdot l / 12$, рисунок 13.4 [4]. Изгибающий момент в середине пролета от фактической нагрузки $M' = 5 g_{\text{max}} l^2 / 48$. Эквивалентная по изгибающему моменту нагрузка будет $q' = 8 M' / l^2 = 5 g_{\text{max}} / 6 = 0,833 g_{\text{max}}$. Величину нагрузки q' можно подсчитать по следующей формуле (2.2)

$$q' = 0,833 \gamma_n h' [b + (2 \times 80 \times 80) / (B / 2)] \times n \times g, \text{ кН/м,} \quad (2.2)$$

где γ_n – коэффициент уровня ответственности;

h' – высота стенки диафрагмы между поясами в середине пролета, смотри рисунок 1.5;

b – толщина панели стенки промежуточных диафрагм, смотри компоновку;

B – номинальная ширина панели, смотри рисунок 1.4;

n – число диафрагм $n = 2$;

g – удельный вес бетона (определяется по заданию).

Тогда, величина этой нагрузки на 1 м^2 составит q' / B , кН/м².

Нагрузку от местного утолщения оболочки у опор (вес дополнительного бетона, рисунки 1.2, 1.3) определяют по формуле (2.3)

$$G_1 = (h_k - h'_f) (x_{6-5} + 0,5 \cdot x_{5-4}) b'_f g \gamma_f \gamma_n, \quad (2.3)$$

где γ_f – коэффициент надёжности по материалу, $\gamma_f = 1,1$.

Длину участка x_{5-4} предварительно можно принять в пределах от 0,75 до 1,2 м, в зависимости от длины панели-оболочки (12 м, 18 м, 24 м). Остальные обозначения смотреть на рисунках 1.2, 1.3.

Эту нагрузку рекомендуется не заменять эквивалентной равномерно распределенной, а учитывать для определения усилий при статическом расчете панели. Центр тяжести дополнительной нагрузки можно приблизительно принять на расстоянии 0,025 от расчетного пролёта панели l_0 (см формулу (1.2)).

Усилия с учетом местного утолщения оболочки у опор:

$$\text{поперечная сила } Q_{\max} = (g + S) \gamma_n B l_0 / 2, \quad (2.4)$$

$$\text{изгибающий момент } M_{\max} = (g + S) \gamma_n B l_0^2 / 8, \quad (2.5)$$

где g – расчетная равномерно распределенная нагрузка, кН / м², для средней части пролета панели КЖС, определяется в табличной форме, см. *пример 2.1*;

S – временная расчетная снеговая нагрузка на 1 м^2 горизонтальной поверхности земли, определяется согласно требованиям норм проектирования, в зависимости от района строительства.

Пример 2.1

Для условий задачи, рассмотренной в *примере 1.1* выполнить сбор нагрузок на панель КЖС и определить внутренние усилия.

Решение

Стенки диафрагм параболического очертания имеют наибольшую высоту в середине пролета $h' = 900 - (133 + 125) = 642$ мм, которой соответствует максимальное значение неравномерной нагрузки g_{max} . Эту нагрузку целесообразно заменить равномерно распределенной, эквивалентной по изгибающему моменту в середине пролета панели, равной $q' = 0,833 g_{max}$.

Равномерно распределенная нагрузка, кН/м², для средней части пролета панели КЖС приведена в таблице 2.1.

Таблица 2.1 – Сбор нагрузок на 1 м² панели-оболочки КЖС

Наименования нагрузки	Нормативная нагрузка	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f	Расчетная нагрузка
Постоянная нагрузка от веса:			
рулонный трехслойный рубероидный ковер	0,09	1,3	0,12
цементная стяжка ($t=20$ мм, $\gamma=18$ кН/м ³)	0,36	1,3	0,47
плитный утеплитель ($t=150$ мм, $\gamma=1$ кН/м ³)	0,15	1,3	0,2
полки панели $19,6 \cdot 0,03 \cdot 2,94/3$	0,57	1,1	0,63
вут полки $1/2 \cdot 0,045 \cdot 0,22 \cdot 2 \cdot 19,6/3$	0,06	1,1	0,07
нижнего пояса $0,2 \cdot 0,1 \cdot 19,6/3$	0,13	1,1	0,14
верхнего пояса $0,11 \cdot 0,08 \cdot 2 \cdot 19,6/3$	0,11	1,1	0,13
стенок диафрагм	0,37	1,1	0,4
ИТОГО	$g_{ser} = 1,75$		$g = 2,05$
Временная (снеговая) расчетная нагрузка $S=1,8$ принята по нормам СП 20.13330. 2011	$S_{ser} = 1,26$	1,4	$S=1,8$
Нагрузки и воздействия			
ВСЕГО с учетом коэффициента $\gamma_n = 1$	$(g + S)_{ser} = 3,01$		$(g + S) \gamma_n = 3,85$

Здесь коэффициент $\gamma_n = 1$ (см. задание)

Нагрузка от местного утолщения оболочки у опор панели (вес дополнительного бетона):

$$G_i = (h_k - h'_f)(x_{6-5} + 0,5x_{5-4})b'_f g \gamma_f \gamma_n,$$

$$G_i = (0,25 - 0,03)(0,38 + 0,5 \cdot 1,22) \cdot 2,94 \cdot 19,62 \cdot 1,1 \cdot 1 = 13,82 \text{ кН.}$$

Эта нагрузка не заменяется равномерно распределенной, а учитывается для определения усилий при статическом расчете панели. Центр тяжести дополнительной нагрузки расположен на расстоянии 0,6 м от опор.

Усилия с учетом местного утолщения оболочки у опор:

поперечная сила: $Q_{max} = (g + S)\gamma_n B l_0 / 2 + G_i = 3,85 \cdot 3 \cdot 17,7 / 2 + 13,82 = 116 \text{ кН;}$

изгибающий момент: $M_{max} = (g + S)\gamma_n B l_0^2 / 8 = 3,85 \cdot 3 \cdot 17,7^2 / 8 = 452 \text{ кН/м.}$

Задания

Задания выдаются преподавателем каждому студенту-магистранту индивидуально.

Вопросы

Перечислите нагрузки, которые могут действовать на панель-оболочку?

Какие внутренние усилия возникают в панели-оболочки?

Как можно определить внутренние усилия?

Список литературы, рекомендуемый к использованию по данной теме: 4, 5, 6.

3. Расчет оболочки КЖС по общей несущей способности и устойчивости

Цель: научиться выполнять расчет оболочки КЖС по общей несущей способности и устойчивости.

Знания и умения, приобретаемые студентом в результате освоения темы, формируемые компетенции или их части:

- знать расчет оболочки КЖС по общей несущей способности и устойчивости (ПК6);
- уметь выполнять расчеты, анализ и оценку технического решения конструкции, на соответствие установленным требованиям качества и характеристикам безопасности по инженерно-техническому проектированию (ПК-6);
- владеть навыками расчета, анализа и оценки таких конструкций, в соответствии с техническим заданием (ПК-6).

Актуальность темы: получение навыков в расчете оболочки КЖС по общей несущей способности и устойчивости, способность участвовать в проектировании объектов градостроительной деятельности.

Теоретическая часть

Расчет пологой цилиндрической панели-оболочки КЖС производят по методике расчетных предельных состояний с учетом изменений геометрической схемы конструкции в процессе нагружения. Методика расчета основана на подтвержденной экспериментом статической гипотезе, что вдоль пролета панели действуют только продольные силы, а поперек (т. е. вдоль образующей оболочки) – только поперечные силы и изгибающие моменты. Таким образом, оболочка рассматривается как цилиндрический свод, работающий совместно с деформируемыми диафрагмами.

Излагаемый ниже метод расчета разработан для панелей-оболочек КЖС, у которых отношение $L/B \geq 4$, опирающихся на продольные несущие конструкции.

Расчет панели-оболочки КЖС по несущей способности и устойчивости.

Необходимо, чтобы несущая способность оболочки была достаточной для восприятия усилий сжатия и изгибающих моментов, возникающих при воздействии на систему «свод – диафрагмы» расчетных нагрузок в наименее благоприятных сочетаниях. Тогда общая несущая способность панели-оболочки КЖС может быть выражена величиной предельного изгибающего момента, воспринимаемого системой в целом.

В соответствии с этим требуемые площади сечения A_s рабочей арматуры диафрагм и толщины средней части свода $h'_{f(4-5)}$ (рисунок 1.6) определяют из условий:

$$A_s \geq \frac{M}{z R_s}, \quad (3.1)$$

$$h'_{f(4-5)} \geq \frac{M}{z_0 b'_f R_b \gamma_0 \gamma_{b1}}, \quad (3.2)$$

где M – изгибающий момент в рассматриваемом сечении панели;

z_0 – расстояние по вертикали от оси оболочки до оси рабочей арматуры диафрагмы;

R_s – расчетное сопротивление рабочей арматуры диафрагм;

b'_f – ширина панели поверху;

γ_0 – коэффициент условий работы тонкой оболочки, принимаемый равным для панелей шириной 3 м — 0,75; 2 м — 0,9; 1,5 м — 1;

γ_{b1} – коэффициент условий работы бетона, принимаемый согласно п.5.1.10 СП 52-101.

Абсциссу точки 4 можно определить из условия $h_{4-5} = h_{4-6}$, откуда

$x_4 = \gamma_0 b_f' - b_f$, здесь b_f – ширина нижнего пояса одной диафрагмы.

Рекомендуемая геометрическая схема конструкции приведена на рисунках 1.3, 1.6. Верхняя поверхность оболочки между точками 1 и 2 очерчена по квадратной параболе.

Необходимую толщину оболочки в средней части пролета определяют по формуле (3.2); толщину оболочки на участке, примыкающем к опоре, определяют с учетом усилий, действующих в опорной зоне, рисунок 1.6, (или δ_{3-4} – на рисунке 3.1).

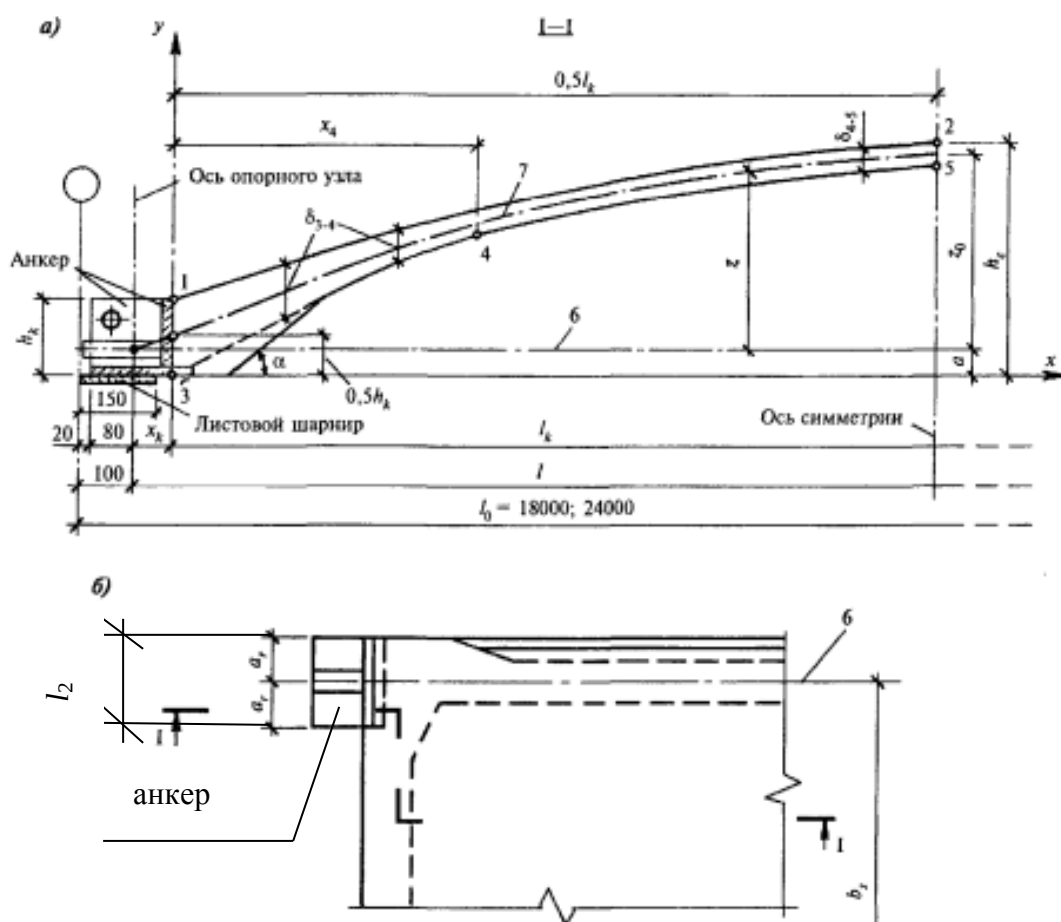


Рисунок 3.1 – Геометрическая схема панели-оболочки КЖС:

а – продольный разрез оболочки; б – план опорной части: 1 – 5 – номера характерных точек продольного сечения по оси панели; 6 – ось напрягаемой арматуры диафрагмы; 7 – ось оболочки

На рисунке 3.1:

x – расстояние от рабочей поверхности анкера рабочей арматуры диафрагмы до рассматриваемого сечения;

α – угол наклона нижней поверхности оболочки у торца панели; $tga < 0,5$;

a_r – расстояние по горизонтали от оси рабочей арматуры диафрагмы до продольной грани панели на опоре;

z_0 – стрела подъема оболочки: это расстояние от оси оболочки до оси рабочей арматуры диафрагмы оболочки в середине её пролета (смотри рисунки 1.3, 1.5, 3.1).

Помимо расчета по формуле (3.2) толщину оболочки проверяют на условные критические напряжения сжатия по формуле

$$t_{4-5} \geq 0,8l_b \sqrt{\frac{M_0^n y_0}{E_b I_{red0}}}, \quad (3.3)$$

где l_b – расчетный пролет оболочки, равный расстоянию в свету между вутами (см. рис. 1.5);

M_0^n – изгибающий момент от нормативных нагрузок в середине пролета панели при коэффициенте надежности по нагрузке $\gamma_f = 1$;

y_0 – расстояние от центра тяжести приведенного сечения панели в середине пролета до оси оболочки;

I_{red0} – момент инерции приведенного поперечного сечения панели в середине ее пролета.

Площадь сечения стержней торцевой арматуры при опирании на продольные несущие конструкции согласно п. 14.1.2 [5] подбирают по большему из усилий N_e , полученных по формулам

$$N_e = \frac{(g+2)l_0^2 b_s}{64z_0}, \quad (3.4)$$

$$N_e = \frac{R_s A_s b_s}{8b_{sup}}, \quad (3.5)$$

где g – расчетная нагрузка от веса панели, кН/м²;

l_0 – расчетный пролет панели;

b_s – расстояние между осями рабочей арматуры диафрагм;

b_{sup} – ширина панели на опоре;

2 – сопротивление отрыву, кН / м², при съеме панели с формы.

Для торцевой арматуры рекомендуется применять сталь класса не ниже A500.

Пример 3.1

Для условий задачи, рассмотренной в *примерах 1.1 – 1.2* выполнить расчет оболочки КЖС по несущей способности и устойчивости.

Решение

Требуемую площадь сечения предварительно напряженной арматуры А600 в нижнем поясе диафрагм панели-оболочки находим по формуле (3.1):

$$A_s = \frac{M_0}{z_0 \cdot R_s};$$

$$A_s = \frac{452 \cdot 10^6}{835 \cdot 520} = 1040 \text{ мм}^2.$$

Принимаем 2Ø28 А600 с $A_s = 1232 \text{ мм}^2$.

Требуемая толщина средней части свода оболочки находится из условия прочности по формуле (3.2):

$$h_{4-5} = \frac{M}{z \cdot b_f \cdot R_b \cdot \gamma_0},$$

где γ_0 – коэффициент условия работы тонкой оболочки, равный 0,75 для панели шириной 3 м;

$$h_{4-5} = \frac{452 \cdot 10^6}{835 \cdot 2940 \cdot 22 \cdot 0,75} = 11,16 \text{ мм} < h'_f = 30 \text{ мм}.$$

Для проверки оболочки по устойчивости требуется посчитать геометрические характеристики сечения в середине пролета КЖС (рисунок 1.5):

$$A_{red} = 213589,32 \text{ мм}^2;$$

$$S_{red} = (100 \cdot 100 \cdot 50 + 66 \cdot \frac{33}{2} \cdot 111 + 34 \cdot 33 \cdot 116,5 + 6 \cdot \frac{133}{2} \cdot 66,5 + 45 \cdot \frac{165}{2} \cdot 805 + 165 \cdot 80 \cdot 860 + \frac{45}{2} \cdot 220 \cdot 855 + 1320 \cdot 30 \cdot 885 + 687 \cdot 40 \cdot 477 + 616 \cdot 7,51 \cdot 44) \cdot 2 = 135416898 \text{ мм}^3.$$

Расстояние от нижней грани до центра тяжести сечения:

$$y = \frac{A_{red}}{S_{red}} = 634 \text{ мм}; \quad h - y = 900 - 634 = 266 \text{ мм};$$

эксцентриситет усилия предварительного обжатия $e_{op} = 634 - 50 = 584 \text{ мм}$;

расстояние от центра тяжести сечения до оси сжатой полки

$$y_0 = z_0 - e_{op} = 835 - 584 = 251 \text{ мм}.$$

Момент инерции приведенного сечения: $I_{red} = 18845 \cdot 10^3 \text{ мм}^4$.

Изгибающий момент от нагрузки с коэффициентом надежности $\gamma_f = 1$:

$$M_0^n = \frac{(g + S)_{ser} B l_0^2}{8} = \frac{3,01 \cdot 3 \cdot 17,7^2}{8} = 353 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Проверка толщины оболочки на условное критическое напряжение сжатия по формуле (3.3):

$$h_{4-5} = 0,8 l_B \sqrt{\frac{M_0^n y_0}{E_{b,\tau} \cdot I_{red}}},$$

где l_B – расчётный пролет оболочки, равный расстоянию в свету между вутами (рисунки 1.2, 1.5);

$E_{b,\tau}$ – значение модуля деформации бетона при продолжительном действии нагрузки:

$$E_{b,\tau} = E_b / (1 + \varphi_{b,cr}),$$

где $\varphi_{b,cr} = 2,1$ – по таблице 5.5 [2] для бетона класса В40 при нормальной влажности воздуха.

$$E_{b,\tau} = \frac{23500}{1 + 2,1} = 7581 \text{ МПа};$$

$$h_{4-5} = 0,8 \cdot 2200 \sqrt{\frac{353 \cdot 10^5 \cdot 251}{7581 \cdot 18845 \cdot 10^6}} = 13,9 \text{ мм} < 30 \text{ мм}.$$

Назначенная толщина оболочки $h'_f = 30$ мм удовлетворяет условиям прочности и устойчивости.

Геометрическое построение верхней поверхности оболочки КЖС и ее переменной толщины на приопорных участках панели (рисунки 1.3, 1.6).

Уравнение верхней поверхности оболочки:

$$y = \frac{4fx(l-x)}{l^2} = 4 \cdot \frac{650(17600-x)}{17600^2} = 83935x(17600-x)10^{-10}.$$

Уравнение переменной толщины оболочки приводится формулой для h_{6-4} :

$$h_{6-4} = \frac{M_0}{z_0(x + 2b_f)\gamma_{b2}R_b} = \frac{452000000}{835(x + 200)0,9 \cdot 22} = \frac{27340}{(x + 200)}.$$

Здесь 200 мм, выбранное приращение.

Однако нижняя поверхность оболочки на некотором расстоянии от опоры имеет конструктивные изломы; горизонтальный участок длиной $x_{6-5} = 380$ мм от опоры переходит в наклонный участок под углом $\alpha = 27^\circ$, пересекающийся с

криволинейной нижней поверхностью. Ординаты точек всех поверхностей, в мм, приведены в таблице 3.1.

Таблица 3.1 – Ординаты точек всех поверхностей, в мм,

x	0	200	400	600	800	1000	1140	1200	1400	1600	1800	2000
y	0	30	58	86	113	140	158	166	191	215	239	263
h_{6-4}	240	69	46	34	30	Постоянная $h = 30$						
$y - h_{6-4}$	-240	-39	12	52	83	110	128	136	161	185	209	233
y'	-240	-240	-230	-130	-10	70	-	-	-	-	-	-

Отметки нижней поверхности оболочки определяются как разности $(y - h_{6-4})$. Уравнение секущей плоскости $y' = -240 + 0,5(x - 380)$ от $x = 380$ до $x = 1000$ мм – места пересечения ($0,5 = \operatorname{tg} 27^\circ$). В месте пересечения плоскости с параболической поверхностью по ее образующей делают плавное закругление небольшого радиуса с тем, чтобы избежать концентрации напряжений.

В интервале $1000 \leq x \leq 8850$ мм поверхности оболочки очерчены по параболе.

Площадь сечения стержней торцевой арматуры A_{s1} определяется из наибольшего по величине усилия по формулам (3.4) и (3.5):

$$A_{s,1} = \frac{N_1}{R_s}; \quad N_1 = \frac{(g + 2)l_0^2 b_s}{64z_0}$$

или

$$N_1 = \frac{R_s A_s b_s}{8b'_f},$$

где $g = (2,05 - 0,2 - 0,47 - 0,12) \cdot 1 = 1,26$ кН / м² – нагрузка от собственного веса панели,

2 – сопротивление отрыву кН, при съеме панели с формы;

b_s – расстояние между осями рабочей арматуры диафрагм.

$$N_1 = (1,26 + 2)17,7^2 \cdot \frac{2,84}{64 \cdot 0,835} = 54,3 \text{ кН};$$

$$N_1 = \frac{520 \cdot 1232 \cdot 2,84}{8 \cdot 2,94 \cdot 10^3} = 77,4 \text{ кН} > 54,3 \text{ кН}.$$

Требуемое количество арматуры А500 $A_s = 77400 / 435 = 178 \text{ мм}^2$.
Принимаем 2Ø12 А500 с $A_s = 2,26 \text{ мм}^2$.

Изгибающий момент от расчетной нагрузки в сечении на расстоянии 1,5 м от рабочей поверхности анкера при $(g + S) \gamma_n = 3,85 \text{ кН / м}^2$.

$$M_1 = 3,85 \cdot \frac{3(1,5 + 0,05)(17,7 - 1,55)}{2} = 145 \text{ кНм.}$$

Расстояние по вертикали от оси рабочей арматуры до оси оболочки в том же сечении:

$$z_1 = 4 \cdot \frac{0,835(1,5 + 0,05)(17,7 - 1,55)}{17,7^2} = 0,27 \text{ м.}$$

Требуемую площадь рабочей поверхности анкера продольной арматуры каждой диафрагмы найдем по формуле $A_1 = M_1 / (2 z_1 R_b) = 145 \cdot 10^6 / (2 \cdot 270 \cdot 22) = 12,21 \cdot 10^3 \text{ мм}^2$. При ширине полки 250x160x20, $l_1 = 12,21 \cdot 10^3 / 250 = 48,84 \text{ мм}$, требуемая длина анкера 50 мм, при $l_1 = 250 \text{ мм}$, принимаем $l_2 = 100 \text{ мм}$ – по конструктивным требованиям, рисунки 3.1, 5.1.

Задания

Задания выдаются преподавателем каждому студенту-магистранту индивидуально.

Вопросы

От какого внутреннего усилия определяется требуемая площадь сечения предварительно напряженной арматуры в нижнем поясе диафрагм?

Из какого условия предельного состояния определяется толщина средней части свода оболочки?

Каким условиям предельных состояний должна удовлетворять назначенная предварительно толщина оболочки?

Из каких условий предельных состояний прочности определяют площадь сечения стержней торцевой арматуры?

Из какого условия предельного состояния определяют требуемую рабочую площадь поверхности анкера продольной арматуры каждой диафрагмы?

Список литературы, рекомендуемый к использованию по данной теме: 1, 2, 4, 5.

4. Определение характеристик предварительного напряжения арматуры и усилий обжатия бетона

Цель: научиться определять характеристики предварительного напряжения арматуры и усилий обжатия бетона.

Знания и умения, приобретаемые студентом в результате освоения темы, формируемые компетенции или их части:

– знать определение характеристик предварительного напряжения арматуры и усилий обжатия бетона (ПК-6);

– уметь определять характеристики предварительного напряжения арматуры и усилий обжатия бетона, анализ и оценку технического решения конструкции, на соответствие установленным требованиям качества и характеристикам безопасности по инженерно-техническому проектированию (ПК-6);

– владеть навыками определения характеристик предварительного напряжения арматуры и усилий обжатия бетона, анализа и оценки в соответствии с техническим заданием (ПК6).

Актуальность темы: получение навыков в определении характеристик предварительного напряжения арматуры и усилий обжатия бетона, способность участвовать в проектировании объектов градостроительной деятельности.

Теоретическая часть

Характеристики необходимые для расчета по прочности сечений, наклонных к продольной оси диафрагм; сечений оболочки между диафрагмами и для проверки панели КЖС по предельным состояниям второй группы.

До подсчета характеристик необходимо принять способ натяжения арматуры и технологию изготовления плиты.

Для таких плит, учитывая их изготовление на заводах ЖБИ, применяют электротермический способ натяжения и технологию изготовления плиты с применением пропаривания.

Предварительные напряжения арматуры σ_{sp} принимают не более $0,9 R_{s,n}$ для горячекатаной и термически упрочненной арматуры и не более $0,8 R_{s,n}$ для холодноформованной арматуры и арматурных канатов.

При расчете предварительно напряженных конструкций следует учитывать снижение предварительных напряжений вследствие потерь предварительного напряжения до передачи усилий на бетон (первые потери) и после передачи усилия натяжения на бетон (вторые потери).

Первые потери предварительного напряжения включают потери от релаксации предварительного напряжения в арматуре, потери от температурного перепада при термической обработке конструкции, потери от деформации анкеров и деформации формы (упоров). В РГР при электротермическом способе натяжения арматуры из первых потерь учитывают только потери от релаксации напряжений в арматуре. Остальные потери принимаются равными нулю, так как при изготовлении в процессе пропаривания изделие нагревается вместе с формой и упорами, поэтому температурный перепад между ними равен нулю и, следовательно, потери от деформации формы $\Delta\sigma_{sp3}$ и анкеров $\Delta\sigma_{sp4}$ также равны нулю.

Вторые потери предварительного напряжения включают потери от усадки и ползучести бетона.

Потери от релаксации напряжений арматуры $\Delta\sigma_{sp1}$ определяют по формулам:

Для арматуры классов А600 – А1000 при способе натяжения:

$$\text{электротермическом} - \Delta\sigma_{sp1} = 0,3 \sigma_{sp} ; \quad (4.1)$$

для арматуры классов Вр1200 – Вр1500, К1400, К1500 при способе натяжения:

$$\text{электротермическом} \Delta\sigma_{sp1} = 0,05 \sigma_{sp} . \quad (4.2)$$

Здесь σ_{sp} принимается без потерь в МПа.

При отрицательных значениях $\Delta\sigma_{sp1}$ принимают $\Delta\sigma_{sp1} = 0$.

В этом случае сумма первых потерь $\Delta\sigma_{sp(1)} = \Delta\sigma_{sp1}$. Далее определяют усилие обжатия с учетом первых потерь $P_{(1)} = A_{sp} (\sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp1})$.

Максимальное сжимающее напряжение в бетоне σ_{bp} от действия усилия $P_{(1)}$ находят по формуле

$$\sigma_{bp} = \frac{P_{(1)}}{A_{red}} \pm \frac{P_{(1)} e_{0p1} y}{I_{red}} \pm \frac{M y}{I_{red}}, \quad (4.3)$$

где $P_{(1)}$ – усилие предварительного обжатия с учетом первых потерь;

M – изгибающий момент от внешней нагрузки, действующей в стадии обжатия (собственный вес элемента);

e_{0p1} – эксцентриситет усилия $P_{(1)}$ относительно поперечного сечения элемента;

y – расстояние от центра тяжести приведенного сечения до рассматриваемого волокна.

Передаточную прочность бетона R_{bp} (прочность бетона к моменту его обжатия, контролируемая аналогично классу бетона по прочности на сжатие) следует назначать не менее 15 МПа и не менее 50 % принятого класса бетона по прочности на сжатие.

Предварительные напряжения в бетоне σ_{bp} при передаче усилия предварительного обжатия $P_{(1)}$, определяемого с учетом первых потерь, не должны превышать: если напряжения уменьшаются или не изменяются при действии внешних нагрузок – $0,9 R_{bp}$; если напряжения увеличиваются при действии внешних нагрузок – $0,7 R_{bp}$.

Вторые потери предварительного напряжения включают потери от усадки и ползучести бетона.

Потери от усадки бетона $\Delta\sigma_{sp(5)}$ определяют по формуле

$$\Delta\sigma_{sp(5)} = e_{b,sh} E_s, \quad (4.4)$$

где $e_{b,sh}$ – деформации усадки бетона, значения которых можно приблизительно принимать в зависимости от класса бетона:

0,0002 – для бетона класса В35 и ниже;

0,00025 – для бетона класса В40;

0,0003 – для бетона класса В35.

Потери от ползучести бетона $\Delta\sigma_{sp(6)}$ определяют по формуле

$$\Delta\sigma_{sp(6)} = \frac{0,8 \alpha \varphi_{b,cr} \sigma_{bpj}}{1 + \alpha \mu_{spj} \left(1 + \frac{y_{sj}^2 A_{red}}{I_{red}} \right) (1 + 0,8 \varphi_{b,cr})}, \quad (4.5)$$

где $\varphi_{b,cr}$ – коэффициент ползучести бетона, определяемый согласно п.2.1.2.7 [7];

σ_{bpj} – напряжения в бетоне на уровне центра тяжести, рассматриваемой группы стержней напрягаемой арматуры;

y_{sj} – расстояние между центрами тяжести сечения рассматриваемой группы стержней напрягаемой арматуры и приведенного поперечного сечения элемента;

A_{red}, I_{red} – площадь приведенного сечения элемента и её момент инерции относительно центра тяжести приведенного сечения;

μ_{spj} – коэффициент армирования, равный A_{spj} / A , где A и A_{spj} – площади поперечного сечения соответственно элемента и рассматриваемой группы стержней напрягаемой арматуры;

α – коэффициент приведения арматуры к бетону $\alpha = \frac{E_s}{E_b}$.

Вторые потери равны

$$\Delta\sigma_{sp(2)} = \Delta\sigma_{sp(5)} + \Delta\sigma_{sp(6)}. \quad (4.6)$$

Суммарную величину потерь напряжений находят по формуле

$$\Delta\sigma_{sp(1)} + \Delta\sigma_{sp(2)} > 100 \text{ МПа}, \quad (4.7)$$

где полные суммарные величины потерь для арматуры, расположенной в растянутой, при эксплуатации, зоне сечения элемента, следует принимать не менее 100 МПа.

Полные значения первых и вторых потерь предварительного напряжения арматуры определяют по формуле

$$\Delta\sigma_{sp(2)} = \sum_{i=1}^{i=6} \Delta\sigma_{spi}. \quad (4.8)$$

Усилие в напрягаемой арматуре (усилие обжатия) с учетом полных потерь

$$P_{(2)} = \sum_j (A_{spj} \sigma_{sp(2)j}), \quad (4.9)$$

где $\sigma_{sp(2)j} = \sigma_{spj} - \Delta\sigma_{sp(2)j}$. – напряжения с учетом всех потерь.

При проектировании конструкций полные суммарные потери $\sigma_{sp(2)j}$ для арматуры, расположенной в растянутой при эксплуатации зоне сечения элемента, следует принимать не менее 100 МПа.

При определении усилия предварительного обжатия бетона P с учетом полных потерь напряжения следует учитывать сжимающие напряжения в ненапрягаемой арматуре, численно равные сумме потерь от усадки и ползучести бетона на уровне этой арматуре.

Пример 4.1

Для условий задачи, рассмотренной в примерах 1.1 – 1.3 найти характеристики предварительного напряжения арматуры и усилий обжатия бетона.

Решение

Характеристики необходимые для расчета по прочности сечений, наклонных к продольной оси диафрагм; сечений оболочки между диафрагмами и для проверки панели КЖС по предельным состояниям второй группы.

Предварительно напряженная арматура 2Ø28 с $A_{sp} = 1232 \text{ мм}^2$; $R_{sp} = 600 \text{ МПа}$.

Способ натяжения арматуры электротермический. Технология изготовления плиты с применением пропаривания.

Определим первые потери [3].

Потери от релаксации напряжений в арматуре равны $\Delta\sigma_{sp1} = 0,03\sigma_{sp}$:

$$\sigma_{sp} = 0,9R_{s,ser} = 0,9 \cdot 600 = 540 \text{ МПа};$$

$$\Delta\sigma_{sp1} = 540 \cdot 0,03 = 16 \text{ МПа}.$$

Принимаем, что при изготовлении в процессе пропаривания изделие нагревается вместе с формой и упорами, поэтому температурные перепады между ними равны нулю и, следовательно, потери от деформации формы $\Delta\sigma_{sp3}$ и анкеров $\Delta\sigma_{sp4}$ при электротермическом натяжении также равны нулю.

Таким образом, сумма первых потерь $\Delta\sigma_{sp(1)} = \Delta\sigma_{sp1} = 16 \text{ МПа}$, а усилие обжатия с учетом первых потерь равно $P_{(1)} = 1232(540 - 16) = 645,6 \text{ кН}$.

В соответствии с вычисленными ранее значениями $y_{sp}=e_{op1}=584 \text{ мм}$ проверим максимальное сжимающее напряжение бетона σ_{bp} от действия силы $P_{(1)}$ по формуле (4.3):

$$\sigma_{bp} = \frac{P_{(1)}}{A_{red}} \mp \frac{P_{(1)}e_{op1}y_s}{I_{red}} \mp \frac{My_s}{I_{red}}.$$

Принимаем момент от собственного веса – нулю

$$\sigma_{bp} = \frac{645,6 \cdot 10^3}{213589,32} + \frac{645,6 \cdot 10^3 \cdot 584 \cdot 634}{18845 \cdot 10^6} = 3 + 12,7 = 15,7 \text{ МПа}.$$

Придаточную прочность бетона принимаем $R_{bp} = 0,7B = 0,7 \cdot 40 = 28$ МПа.

$$\sigma_{bp} = 15,7 \text{ МПа} < R_{bp} = 28 \text{ МПа.}$$

Определяем вторые потери напряжений:

Потеря от усадки

$$\Delta\sigma_{sp5} = \varepsilon_{b,sh} \cdot E_s,$$

где $\varepsilon_{b,sh} = 0,00025$, для бетона В40.

$$\Delta\sigma_{sp5} = 0,00025 \cdot 200000 = 50 \text{ МПа.}$$

Потери от ползучести определяются по формуле (4.5):

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

где $\varphi_{b,cr}$ – коэффициент ползучести бетона равный 1,9;

α – коэффициент приведения арматуры к бетону, равный 8,51;

μ_{sp} – коэффициент армирования равный $A_{sp}/A = 1232/213589 = 0,00576$.

Определим напряжение бетона на уровне напрягаемой арматуры при $y_s = 584$ мм.

Для этого определим момент от собственного веса в середине пролета плиты:

$$M = \frac{gl^2}{8} = \frac{1,26 \cdot 2,94 \cdot 17,7^2}{8} = 145,1 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Тогда по формуле (4.3) получаем:

$$\sigma_{bp} = \frac{645,6 \cdot 10^3}{213589,32} + \frac{645,6 \cdot 10^3 \cdot 584 \cdot 584}{18845 \cdot 10^6} - \frac{145,1 \cdot 10^6 \cdot 584}{18845 \cdot 10^6} = 10,21 \text{ МПа.}$$

Потери от ползучести по формуле (4.5):

$$\Delta\sigma_{sp6} = \frac{0,8 \cdot 1,9 \cdot 8,51 \cdot 10,21}{1 + 8,51 \cdot 5,76 \cdot 10^{-3} \left(1 \mp \frac{584 \cdot 584 \cdot 213589}{18845 \cdot 10^6}\right) (1 + 0,8 \cdot 1,9)} = 82,5 \text{ МПа.}$$

Вторые потери по формуле (4.6) равны:

$$\Delta\sigma_{sp(2)} = \Delta\sigma_{sp5} + \Delta\sigma_{sp6} = 50 + 82,5 = 132,5 \text{ МПа.}$$

Суммарная величина потерь напряжений по формуле (4.7):

$$\Delta\sigma_{sp(1)} + \Delta\sigma_{sp(2)} = 16 + 132,5 \text{ МПа} = 148,5 > 100 \text{ МПа.}$$

Напряжение σ_{sp2} с учетом всех потерь:

$$\sigma_{sp2} = 540 - 148,5 = 391,5 \text{ МПа.}$$

Усилие обжатия с учетом всех потерь:

$$P = \sigma_{sp2} A_{sp} = 391,5 \cdot 1232 = 482,328 \text{ кН.}$$

Задания

Задания выдаются преподавателем каждому студенту-магистранту индивидуально.

Вопросы

Чем необходимо задаться до подсчета потерь от предварительного напряжения арматуры?

Какие первые потери от предварительного напряжения арматуры необходимо определить для панели-оболочки?

Какие вторые потери от предварительного напряжения арматуры необходимо определить для панели-оболочки?

Список литературы, рекомендуемый к использованию по данной теме: 1, 2, 3, 4.

5. Расчет прочности сечений, наклонных к продольной оси панели-оболочки, по поперечной силе

Цель: научиться выполнять расчет прочности сечений, наклонных к продольной оси панели-оболочки, по поперечной силе.

Знания и умения, приобретаемые студентом в результате освоения темы, формируемые компетенции или их части:

– знать расчет прочности сечений, наклонных к продольной оси панели-оболочки, по поперечной силе (ПК6);

– уметь выполнять расчеты прочности сечений, наклонных к продольной оси панели-оболочки, по поперечной силе, анализ и оценку технического решения конструкции, на соответствие установленным требованиям качества и характеристикам безопасности по инженерно-техническому проектированию (ПК-6);

– владеть навыками расчета прочности сечений, наклонных к продольной оси панели-оболочки, по поперечной силе, анализа и оценки в соответствии с техническим анализом (ПК-6).

Актуальность темы: получение навыков в расчете прочности сечений, наклонных к продольной оси панели-оболочки, по поперечной силе, способность участвовать в проектировании объектов градостроительной деятельности.

Теоретическая часть

Расчет прочности сечений, наклонных к продольной оси панели-оболочки, по поперечной силе.

Расчет диафрагм панели-оболочки КЖС на поперечную силу производят с учетом разгружающего действия вертикальных составляющих сил сжатия в оболочке. Часть поперечной силы Q_d , воспринимаемую диафрагмами, определяют по формуле

$$Q_d = Q_0 - \frac{M}{z} \operatorname{tg} \varphi, \quad (5.1)$$

при этом должно быть проверено условие

$$\frac{Q_d}{2b'_d h_0} \leq 0.5 R_{bt}. \quad (5.2)$$

В формулах (5.1 и 5.2):

Q_0 – полная величина поперечной силы в рассматриваемом сечении панели;

φ – угол наклона оси оболочки;

b'_d – ширина диафрагмы в самом узком месте рассматриваемого сечения (смотри рисунок 1.2);

h_0 – рабочая высота сечения.

При соблюдении условия (5.2) на участках диафрагм длиной 0,1l, примыкающих к опорам, во всех случаях необходимо устанавливать конструктивную поперечную арматуру диаметром не менее 5 мм из проволоки класса В500 с шагом 100 мм. При наличии на участках диафрагм сосредоточенных нагрузок от подвесного транспорта – не менее Ø6А400 с шагом 100 мм. Кроме того, при выборе шага поперечных стержней должны быть учтены указания раздела «Поперечное армирование» п. 83 СП 52-101. Также следует установить стержни-подвески в вертикальных ребрах жесткости диафрагм (смотри рисунок 5.1), располагаемые с шагом 1,5 – 1,6 м. При наличии подвесного транспорта эти подвески делаются двойными.

Во всех случаях, где условие (5.2) не соблюдается, рекомендуется устанавливать поперечную арматуру, при этом необходимая площадь сечения поперечной арматуры в диафрагмах принимается по формуле

$$f_x = \frac{|Q_d|u}{2R_{sw}z(1 \pm tg\varphi)} , \quad (5.3)$$

где f_x – площадь сечения одного поперечного (вертикального) стержня каркаса диафрагмы;

$|Q_d|$ – абсолютная величина части поперечной силы, воспринимаемой обеими диафрагмами панели, определяется по формуле (5.1);

z – плечо внутренней пары сил (расстояние по вертикали от оси напрягаемой арматуры до оси оболочки в рассматриваемом сечении);

u – шаг поперечных стержней каркаса диафрагмы.

При этом в знаменателе формулы (5.3) знак плюс для левой половины панели принимается в тех случаях, когда величина Q_d положительна, и минус – когда величина Q_d отрицательна.

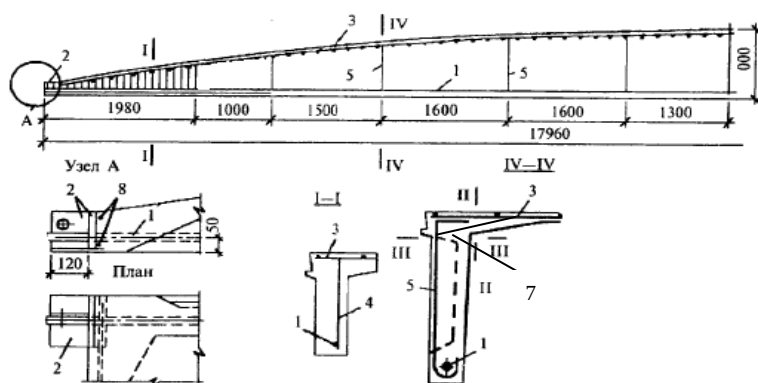


Рисунок 5.1 – Пример армирования панели-оболочки КЖС размером 3×18 м при отсутствии на участках диафрагм сосредоточенных нагрузок от подвесного транспорта:

1 – напрягаемая арматура диафрагмы; 2 – анкер; 3 – арматурная сетка оболочки; 4 – поперечная арматура диафрагмы 5 – подвеска наружная; 7 – сетка в вуте; 8 – торцевая арматура

Пример 5.1

Для условий задачи, рассмотренной в *примере 1.1* выполнить расчет прочности сечений, наклонных к продольной оси панели-оболочки, по поперечной силе.

Решение

Расчет диафрагм панели-оболочки КЖС на поперечную силу производится с учетом разгружающего действия вертикальных составляющих сил сжатия в оболочке. Часть поперечной силы Q_d , воспринимаемую диафрагмами, определяют по формуле (5.1):

$$Q_d = Q_0 - \frac{M}{z} \operatorname{tg} \varphi,$$

при этом должно быть проверено условие по формуле (5.2):

$$\frac{Q_d}{2h_0b'_f} \leq 0,5R_{bt}.$$

В формулах (5.1) и (5.2):

Q_0 – полная величина поперечной силы в рассматриваемом сечении панели;

φ – угол наклона оси оболочки;

b'_f – ширина диафрагмы в самом узком месте рассматриваемого сечения;

h_0 – рабочая высота сечения.

Проверим сечение на расстояние 380 мм от торца панели.

$$Q_0 = (Q_{max}) - qx = 116 - 3,85 \cdot 0,38 \cdot 3 = 111,6 \text{ кН},$$

$$M = Q_{max}x - 0,5qx^2 = 116 \cdot 0,38 - 0,5 \cdot 3,85 \cdot 0,38^2 = 43,8 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{y}{x} = \frac{58}{380} = 0,15,$$

Плечо внутренней пары сил (смотри пояснения к формуле (5.3))

$$z = 58 + 240 - 50 = 233 \text{ мм}.$$

$$Q_d = 111,6 - \frac{43,8}{0,233} \cdot 0,15 = 83,4 \text{ кН};$$

Проверим выполнение условия формулы (5.2):

$$\frac{83,4}{2 \cdot 248 \cdot 200} \leq 0,5 \cdot 1,4;$$

$$0,84 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2} \geq 0,7 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2},$$

условие не выполняется. Следовательно, необходимо выполнить расчет на действие поперечной силы к наклонному сечению по [3].

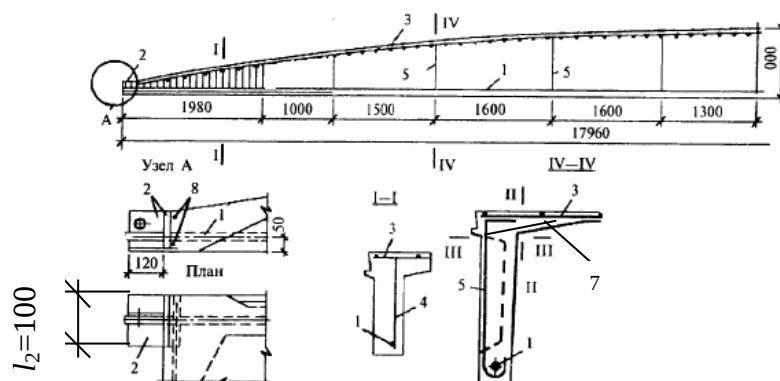


Рисунок 5.2 – Армирование панели-оболочки КЖС размером 3х18 м:

1 – напрягаемая арматура диафрагмы; 2 – анкер; 3 – арматурная сетка оболочки; 4 – поперечная арматура диафрагмы; 5 – подвеска наружная; 7 – сетка в вуте; 8 – торцевая арматура

Ранее было получено, что поперечная сила на опоре составляет 116 кН, или на каждую из опор 58 кН.

$$q_{cw} = \frac{R_{cw} A_{sw}}{s},$$

где $R_{cw} = 300$ МПа (для арматуры класса В500);

$A_{sw} = 19,6 \text{ мм}^2$ – площадь сечения проволоки $\varnothing 5$ мм;

$s = 100$ мм – шаг поперечной арматуры.

$$q_{cw} = \frac{300 \cdot 19,6}{100} = 58,8 \text{ мм}^2.$$

Зададимся проекцией наклонного сечения $c_0 = 2 h_0 = 2 \cdot 250 = 500$ мм и найдем высоту сечения на расстоянии $l = 380 + 500 = 880$ мм от торца панели. Из рисунка 1.3 следует, что $h = 240 + 130 = 370$ мм.

Найдем значение

$$\frac{P}{R_b A_s},$$

где A_s – площадь диафрагмы $b \times h = 100 \times 380 = 37000 \text{ мм}^2$;

$P = 482,3 / 2 = 241,15$ кН – усилие обжатия бетона на одну диафрагму.

$$\frac{P}{R_b A_s} = \frac{241,15 \cdot 10^3}{22 \cdot 37000} = 0,3.$$

Расчетное значение проекции наклонной трещины найдем по формуле (5.4):

$$c = h_0 \sqrt{\frac{1,5}{\frac{0,75q_{sw}}{\varphi_n R_{bt} b} + 1,5tg^2\beta}}, \quad (5.4)$$

где β – угол наклона верхней поверхности плиты с конца наклонной трещины

$$tg\beta = \frac{140}{880} = 0,16.$$

Коэффициент

$$\varphi_n = 1 + 1,6 \frac{P}{R_b A_s} - 1,16 \left(\frac{P}{R_b A_s} \right)^2 = 1 + 1,6 \cdot 0,3 - 1,16 \cdot 0,3^2 = 1,38;$$

$$c = 250 \sqrt{\frac{1,5}{\frac{0,75 \cdot 58,8}{1,38 \cdot 1,4 \cdot 100} + 1,5 \cdot 0,16^2}} = 591 \text{ мм.}$$

Принимаем невыгоднейшее значение $c_0 = c = 591$ мм.

Полная рабочая высота диафрагмы на расстоянии 971 мм (380 мм+591 мм) равна:

$$h = 140+240 = 380 \text{ мм}; h_0 = 380 - 50 = 330 \text{ мм.}$$

Определим φ_n для этого сечения $A_1 = 100 \cdot 380 = 38000 \text{ мм}^2$;

$$\frac{P}{R_b A_s} = \frac{241,15 \cdot 10^3}{22 \cdot 38000} = 0,29;$$

$$\varphi_n = 1 + 1,6 \frac{P}{R_b A_s} - 1,16 \left(\frac{P}{R_b A_s} \right)^2 = 1 + 1,6 \cdot 0,29 - 1,16 \cdot 0,29^2 = 1,37;$$

тогда:

$$Q_b = \frac{1,5\varphi_n R_{bt} b h_0^2}{c} = \frac{1,5 \cdot 1,37 \cdot 1,4 \cdot 100 \cdot 330^2}{591} = 53012 \text{ Н};$$

$$Q_{cw} = 0,75q_{cw}c_0 = 0,75 \cdot 58,8 \cdot 591 = 26063 \text{ Н.}$$

Вычислим значение Q^* на расстоянии $380 + c = 380 + 591 = 971$ мм от торца панели:

$$Q^* = 58 - 3,85 \cdot 1,5 \cdot 0,971 = 52,4 \text{ кН};$$

$$Q_b + Q_{cw} = 53,01 + 26,06 = 79,07 \text{ кН} > Q^* = 52,4 \text{ кН.}$$

Прочность наклонного сечения обеспечена.

Задания

Задания выдаются преподавателем каждому студенту-магистранту индивидуально.

Вопросы

При соблюдении, какого условия по прочности разрешается устанавливать конструктивную арматуру на участках диафрагм длиной $0,1l_0$, примыкающих к опорам?

Какой минимальный диаметр арматуры, какого класса и с каким шагом необходимо принять по конструктивным требованиям при расчете диафрагм на поперечную силу?

Когда поперечная арматура, при расчете диафрагм на поперечную силу, должна быть установлена по расчету?

Список литературы, рекомендуемый к использованию по данной теме: 1, 3, 4, 5.

6. Определение наибольшей изгибающей нагрузки для панели-оболочки КЖС

Цель: научиться определять наибольшую изгибающую нагрузку для панели-оболочки типа КЖС.

Знания и умения, приобретаемые студентом в результате освоения темы, формируемые компетенции или их части:

– знать нахождение наибольшей изгибающей нагрузки для панели-оболочки типа КЖС (ПК-6);

– уметь находить наибольшую изгибающую нагрузку для панели-оболочки типа КЖС, анализ и оценку технического решения конструкции, на соответствие установленным требованиям качества и характеристикам безопасности по инженерно-техническому проектированию (ПК-6);

– владеть навыками нахождения наибольшей изгибающей нагрузки для панели-оболочки типа КЖС, анализа и оценки в соответствии с техническим заданием (ПК-6).

Актуальность темы: получение навыков в определении наибольшей изгибающей нагрузки для панели-оболочки покрытия типа КЖС, способность участвовать в проектировании объектов градостроительной деятельности.

Теоретическая часть

Короткую цилиндрическую оболочку между диафрагмами рекомендуется рассчитывать на изгиб в направлении ее образующей. При этом необходимо учитывать изменения геометрической схемы конструкции. Это происходит из-за роста прогибов, появление и развитие трещин в диафрагмах и уменьшения кривизны оболочки в процессе ее нагружения на всех стадиях – от начала нагружения до появления признаков предельного состояния.

Расчет проводится путем определения «изгибающей нагрузки», передающейся на диафрагмы за счет изгиба оболочки, и сравнения этой нагрузки с несущей способностью оболочки на изгиб, определяемой методом предельного равновесия. Несущую способность оболочки на изгиб следует определять при следующих схемах нагружения:

- при нагрузке, равномерно распределенной по всей поверхности оболочки;
- при снеговой нагрузке, расположенной на половине пролета с учетом коэффициента снегового отложения $\mu = 1$. На участках нижних покрытий при перепаде высот – с учетом коэффициента снегового отложения μ , определяемого в соответствии с нормами СП по нагрузкам и воздействиям.

Перечисленные нагрузки следует учитывать в наименее благоприятных сочетаниях. Коэффициенты сочетаний принимают по нормам СП по нагрузкам и воздействиям. Поскольку при расчете оболочки решается нелинейная задача, то не допускается производить расчет на воздействие отдельных видов нагружения с последующим суммированием. В каждом случае необходимо производить расчет на возможные комбинации нагрузок.

При этом следует иметь в виду следующее: при нагрузке, приложенной к полю оболочки, изгибающая нагрузка положительна (направлена вниз), при нагрузке, приложенной к диафрагмам, – отрицательна (направлена вверх). Снеговая нагрузка, приложенная на одной половине пролета, создает в ней положительную изгибающую нагрузку, на другой – отрицательную. Силы предварительного напряжения рабочей арматуры диафрагм создают положительную изгибающую нагрузку на оболочку.

При равномерном нагружении (рисунок 6.1) решение нелинейной задачи для определения максимальной величины q_{bmax} – расчетной изгибающей нагрузки на 1 м² – имеет вид:

$$q_{bmax} = q_M - \left(1 - \frac{w_{0,max}}{z_0}\right)(q + q_N)\chi, \quad (6.1)$$

где q_M – расчетная равномерно распределенная нагрузка на 1 м², приложенная непосредственно к оболочке с учетом ее собственного веса;

$w_{0,max}$ – расчётный прогиб панели в середине пролета, определяемый по формуле (6.2);

q – эквивалентная по моменту в середине пролета расчетная равномерно распределенная нагрузка на 1 м² с учетом веса панели определяемый по формуле (6.5);

q_N – вертикальная нагрузка на 1 м², эквивалентная по нормальной силе, возникающей в оболочке от предварительного напряжения панели определяемый по формуле (6.6);

χ – коэффициент, учитывающий неравномерности распределения сил сжатия в оболочке, определяемый по формуле определяемый по формуле (6.7).

$$w_{0max} = w_y - (w_y - w_p) \sqrt{1 - \frac{q}{q_u}}, \quad (6.2)$$

$$w_y = \frac{0,173l^2}{z_0 E_s} \left[\sigma_y \left(1 + \frac{\alpha A_s}{\overline{A_b}} \right) - \sigma_{sp2} \right], \quad (6.3)$$

$$w_p = \frac{Pe_{0p}l_0^2}{6E_{b1}I_{red0}}, \quad (6.4)$$

$$\overline{A_b} = b_f \delta_0, \quad \alpha = \frac{E_s}{E_b},$$

$$q_u = \frac{8\sigma_y z_0 A_s}{b_0 l_0^2}. \quad (6.5)$$

В формулах (6.2) – (6.5):

– σ_y – предел текучести арматуры диафрагм, приближенно принимаем $1,4 R_s$;
 w_y – прогиб панели, соответствующий началу текучести арматуры диафрагм;

w_p – выгиб панели от сил предварительного напряжения;

E_s – модуль упругости арматуры;

E_{b1} – значение модуля деформации при непродолжительном действии нагрузок,

8.2.26 [1];

σ_{sp2} – величина предварительного напряжения в арматуре с учетом всех потерь.

$$q_N = \frac{8P}{b_0 l^2} \left(\frac{I_{red0}}{y_0 A_{red0}} - e_{0p} \right), \quad (6.6)$$

$$\chi = b_f \delta_0 y_0 z_0 / I_{red0}, \quad (6.7)$$

где δ_0 – толщина оболочки в середине пролета;

A_{red0} – площадь приведенного сечения в середине пролета;

P – равнодействующая усилий с учетом всех потерь в напрягаемой арматуре.

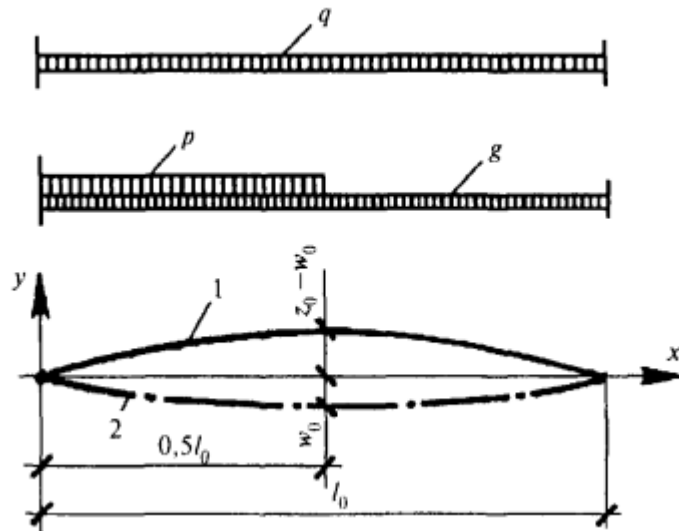


Рисунок 6.1 – Расчетная схема панели оболочки КЖС:

1– ось оболочки; 2– ось рабочей арматуры диафрагмы

Пример 6.1

Для условий задачи, рассмотренной в примерах 1.1 – 1.5 найти максимальную величину $q_{b \max}$ для панели-оболочки КЖС при равномерном нагружении.

Решение

$$q = g + s = 3,85 \text{ кН/м}^2; \gamma_{sp} = 1,1.$$

По формулам (6.1) – (6.7):

При равномерном нагружении (рисунок 6.2) решение нелинейной задачи для определения максимальной величины $q_{b \max}$ имеет вид:

$$q_{b \max} = q_M - \left(1 - \frac{w_{0 \max}}{z_0}\right) (q + q_N) \chi,$$

где q_M – расчетная равномерно распределенная нагрузка на 1 м^2 , приложенная непосредственно к оболочке с учетом ее собственного веса;

$w_{0 \max}$ – расчётный прогиб панели в середине пролета, определяемый по формуле (6.2);

q – эквивалентная по моменту в середине пролета расчетная равномерно распределенная нагрузка на 1 м^2 с учетом веса панели;

q_N – вертикальная нагрузка на 1 м^2 , эквивалентная по нормальной силе, возникающей в оболочке от предварительного напряжения панели определяемая по формуле (6.6);

χ – коэффициент, учитывающий неравномерность распределения сил сжатия в оболочке, определяемый по формуле определяемый по формуле (6.7).

$$w_{0 \max} = w_y - (w_y - w_p) \sqrt{1 - \frac{q}{q_u}},$$

$$w_y = \frac{0,173 l^2}{z_0 E_s} \left[\sigma_y \left(1 + \frac{\alpha A_s}{A_b} \right) - \sigma_{sp2} \right],$$

$$w_p = \frac{P e_{0p} l_0^2}{6 E_{b1} I_{red0}},$$

$$A_b = b_f \delta_0,$$

$$q_u = \frac{8R_s z_0 A_s}{b_0 l^2},$$

где σ_y – предел текучести арматуры диафрагм, приближенно принимаем $1,4 R_s$;

w_y – прогиб панели, соответствующий началу текучести арматуры диафрагм;

w_p – выгиб панели от сил предварительного напряжения;

E_s – модуль упругости арматуры;

E_{b1} – значение модуля деформации при непродолжительном действии нагрузок, 8.2.26 [1];

σ_{sp2} – величина предварительного напряжения в арматуре с учетом всех потерь.

$$q_N = \frac{8P}{b_0 l^2} \left(\frac{I_{red0}}{y_0 A_{red0}} - e_{0p} \right),$$

$$\chi = b_f \delta_0 y_0 z_0 / I_{red0},$$

где δ_0 – толщина оболочки в середине пролета;

A_{red0} – площадь приведенного сечения в середине пролета;

P – равнодействующая усилий с учетом всех потерь в напрягаемой арматуре.

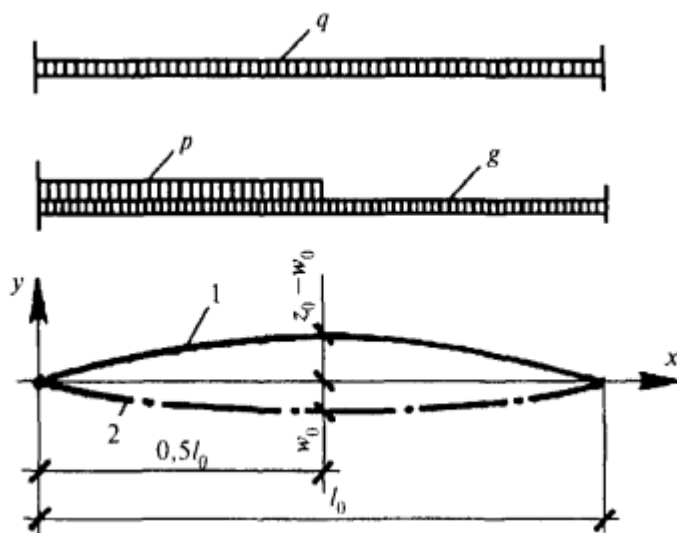


Рисунок 6.2 – Расчетная схема панели-оболочки КЖС:

1– ось оболочки; 2– ось рабочей арматуры диафрагмы

По формулам (6.3) – (6.7):

$$q_N = \frac{8 \cdot 482,3 \cdot 10^3 \cdot 1,1}{3000 \cdot 17700^2} \left(\frac{18845 \cdot 10^6}{251 \cdot 213589} - 584 \right) = -0,001 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2} = -1 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2};$$

$$\chi = \frac{2940 \cdot 30 \cdot 251 \cdot 835}{18845 \cdot 10^6} = 0,98;$$

$$q_u = \frac{8 \cdot 520 \cdot 1232 \cdot 835}{3000 \cdot 17700^2} = 0,00455 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2} = 4,55 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2},$$

$$w_p = -\frac{482300 \cdot 584 \cdot 17700^2}{6 \cdot 23500 \cdot 0,85 \cdot 18845 \cdot 10^6} = -39 \text{ мм},$$

$$w_y = \frac{0,173 \cdot 17700^2}{835 \cdot 200000} \left[1,4 \cdot 520 \left(1 + \frac{8,51 \cdot 1232}{2940 \cdot 30} \right) - 391,5 \right] = 137,3 \text{ мм},$$

$$w_{0 \max} = 137,3 - (137,3 - 39) \sqrt{1 - \frac{3,85}{4,55}} = 67,9 \text{ мм},$$

местная нагрузка на оболочку без учета веса диафрагм

$$q_M = 2,05 - 0,13 - 0,14 - 0,4 + 1,8 = 3,18 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2},$$

$$q_{b \max} = 3,18 - \left(1 - \frac{67,9}{835} \right) (3,85 + (-1)) 0,98 = 0,61 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}.$$

$$q_N = \frac{8 \cdot 482,3 \cdot 10^3 \cdot 1,1}{3000 \cdot 17700^2} \left(\frac{18845 \cdot 10^6}{251 \cdot 213589} - 584 \right) = -0,001 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2} = -1 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2};$$

$$\chi = \frac{2940 \cdot 30 \cdot 251 \cdot 835}{18845 \cdot 10^6} = 0,98;$$

$$q_u = \frac{8 \cdot 520 \cdot 1232 \cdot 835}{3000 \cdot 17700^2} = 0,00455 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2} = 4,55 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2},$$

$$w_p = -\frac{482300 \cdot 584 \cdot 17700^2}{6 \cdot 23500 \cdot 0,85 \cdot 18845 \cdot 10^6} = -39 \text{ мм},$$

$$w_y = \frac{0,173 \cdot 17700^2}{835 \cdot 200000} \left[1,4 \cdot 520 \left(1 + \frac{8,51 \cdot 1232}{2940 \cdot 30} \right) - 391,5 \right] = 137,3 \text{ мм},$$

$$w_{0 \max} = 137,3 - (137,3 - 39) \sqrt{1 - \frac{3,85}{4,55}} = 67,9 \text{ мм},$$

местная нагрузка на оболочку без учета веса диафрагм

$$q_M = 2,05 - 0,13 - 0,14 - 0,4 + 1,8 = 3,18 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2},$$

$$q_{b \max} = 3,18 - \left(1 - \frac{67,9}{835}\right)(3,85 + (-1))0,98 = 0,61 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}.$$

Задания

Задания выдаются преподавателем каждому студенту-магистранту индивидуально.

Вопросы

Какую схему нагружения для панели-оболочки рекомендуют применять, чтобы найти максимальную величину изгибающей нагрузки?

Какие нагрузки рекомендуется учитывать при определении её максимальной величины?

При определении максимальной величины изгибающей нагрузки, какие прогибы должны учитываться при нахождении расчетного прогиба панели в середине пролета?

Список литературы, рекомендуемый к использованию по данной теме: 1, 3, 4, 5.

7. Расчет поля панели-оболочки на изгиб вдоль образующей на равномерно распределенную нагрузку по всей поверхности оболочки

Цель: научиться выполнять расчет поля панели-оболочки на изгиб вдоль образующей на равномерно распределенную нагрузку по всей поверхности оболочки.

Знания и умения, приобретаемые студентом в результате освоения темы, формируемые компетенции или их части:

- знать расчет поля панели-оболочки на изгиб вдоль образующей (ПК-6);
- уметь выполнять расчет поля панели-оболочки на изгиб вдоль образующей, анализ и оценку технического решения конструкции, на соответствие установленным требованиям качества и характеристикам безопасности по инженерно-техническому проектированию (ПК-6);
- владеть навыками расчета поля панели-оболочки на изгиб вдоль образующей, анализа и оценки в соответствии с техническим заданием (ПК-6).

Актуальность темы: получение навыков в расчете поля панели-оболочки на изгиб вдоль образующей на равномерно распределенную нагрузку по всей поверхности оболочки, способность участвовать в проектировании объектов градостроительной деятельности.

Теоретическая часть

Расчет поля панели-оболочки на изгиб вдоль образующей на равномерно распределенную минимальную нагрузку по всей поверхности оболочки.

При равномерном нагружении (рисунок 6.1) решение нелинейной задачи для определения минимальной величины $q_{b,min}$ – расчетной изгибающей нагрузки на 1 м^2 .

Минимальную величину изгибающей нагрузки $q_{b,min}$ при равномерном нагружении панели определяют по формуле

$$q_{b,min} = q_M - \left(1 - \frac{w_{0,min}}{z_0}\right) (q + q_N) \chi, \quad (7.1)$$

где $w_{0,min}$ – расчетный прогиб панели в середине пролета при нагрузке, равной q , определяемый по формуле

$$w_{0,min} = w_y - (w_y - w_p) \sqrt{1 - \frac{q}{q'_u}}, \quad (7.2)$$

здесь w_y , w_p , q_N , χ определяют по формулам (6.3), (6.4), (6.6), (6.7); σ_{sp2} , P определяют при $\gamma_{sp} = 0,9$.

$$q'_u = 8\sigma_y A_s z_0 / b_0 l^2. \quad (7.3)$$

Пример 7.1

Для условий задачи, рассмотренной в примерах 1.1 – 6.1 выполнить расчет поля панели-оболочки на изгиб вдоль образующей для определения минимальной величины $q_{b,min}$ при равномерно распределенной нагрузке по всей поверхности панели-оболочки.

Решение

Минимальную величину изгибающей нагрузки $q_{b,min}$ при равномерном нагружении панели определяют по формуле (7.1)

$$q_{b,min} = q_M - \left(1 - \frac{w_{0,min}}{z_0}\right) (q + q_N) \chi,$$

где $w_{0,max}$ – расчётный прогиб панели в середине пролета, определяемый по формуле (7.2);

$$w_{0,min} = w_y - (w_y - w_p) \sqrt{1 - \frac{q}{q'_u}},$$

здесь w_y , w_p , q_N , χ – определяются по формулам (6.3);(6.4);(6.6);(6.7); σ_{sp2} , P определяются при $\gamma_{sp} = 0,9$.

Величину q'_u находим по формуле (7.3)

$$q'_u = \frac{8\sigma_y z_0 A_s}{b_0 l_0^2} = 1,4 q_u;$$

$$\sigma_{sp2} = 0,9 \cdot 391,5 = 352,35 \text{ МПа};$$

$$P = 0,9 \cdot 482,3 = 434 \text{ кН};$$

$$w_y = \frac{0,173 \cdot 17700^2}{835 \cdot 200000} \left[1,4 \cdot 520 \left(1 + \frac{8,51 \cdot 1232}{2940 \cdot 30} \right) - 352,35 \right] = 150 \text{ мм};$$

$$w_p = -39 \cdot \frac{0,9}{1,1} = -31,9 \text{ мм};$$

$$q'_u = 1,4 \cdot 4,55 = 6,37 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2};$$

$$w_{0,min} = 150 - (150 + 31,9) \sqrt{1 - \frac{3,85}{6,37}} = 35,6 \text{ мм};$$

$$q_{b,min} = 3,18 - \left(1 - \frac{35,6}{835}\right) (3,85 - 1) \cdot 0,98 = 0,5 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}.$$

Задания

Задания выдаются преподавателем каждому студенту-магистранту индивидуально.

Вопросы

Какие нагрузки рекомендуют учитывать при определении минимальной величины нагрузки?

При определении минимальной величины изгибающей нагрузки, какие прогибы должны учитываться при нахождении расчетного прогиба панели в середине пролета?

Какую схему нагружения для панели-оболочки рекомендуют применять, чтобы найти минимальную величину изгибающей нагрузки?

Назовите метод расчета, который рекомендуют применять при определении предельной несущей способности оболочки на изгиб вдоль образующей?

Список литературы, рекомендуемый к использованию по данной теме: 1, 3, 4, 5.

8. Расчет поля панели-оболочки на изгиб вдоль образующей при снеговой нагрузке, расположенной на левой половине пролета и проверка прочности сопряжения оболочки с диафрагмами

Цель: научиться выполнять расчет поля панели-оболочки на изгиб вдоль образующей при снеговой нагрузке, расположенной на левой половине пролета и проверку прочности сопряжения оболочки с диафрагмами.

Знания и умения, приобретаемые студентом в результате освоения темы, формируемые компетенции или их части:

– знать расчет поля панели-оболочки на изгиб вдоль образующей при снеговой нагрузке, расположенной на левой половине пролета и проверка прочности сопряжения оболочки с диафрагмами (ПК-6);

– уметь анализ и оценку технического решения конструкции, на соответствие установленным требованиям качества и характеристикам безопасности по инженерно-техническому проектированию (ПК-6);

– владеть навыками компоновки таких конструкций, анализа и оценки в соответствии с техническим заданием (ПК-6).

Актуальность темы: получение навыков в расчете поля панели-оболочки на изгиб вдоль образующей при снеговой нагрузке, расположенной на левой половине пролета и в проверке прочности сопряжения оболочки с диафрагмами, способность участвовать в проектировании объектов профессиональной деятельности.

Теоретическая часть

При нагружении панели-оболочки постоянной равномерно распределенной нагрузкой g в сочетании с нагрузкой от снега p , расположенной на левой половине пролета (рисунки 6.1), изгибающие нагрузки соответственно для левой $q_{b,l}$ и правой $q_{b,r}$ половин пролета определяют по формулам ((8.1) и (8.2)):

$$q_{b,l} = q_{M,l} - \left[1 - \frac{2(1+\gamma)w_{0,max}}{(2+\gamma)z_0}\right] \left(\frac{3+2\gamma}{3} g + q_N\right) \chi, \quad (8.1)$$

$$q_{b,r} = q_{M,r} - \left[1 - \frac{2w_{0,min}}{(2+\gamma)z_0}\right] \left(\frac{3+\gamma}{3} g + q_N\right) \chi, \quad (8.2)$$

где $q_{M,l}$, $q_{M,r}$ – равномерно распределенные нагрузки, приложенные непосредственно к оболочке соответственно на левой и правой половинах пролета с учетом собственного веса оболочки;

γ – отношение временной (снеговой) к постоянной равномерно распределенной нагрузке, определяемое по формуле (8.3)

$$\gamma = p/g, \quad (8.3)$$

здесь $w_{0,max}$, – вычисляют по формуле (6.2), а $w_{0,min}$ по формуле (7.2), заменяя q на q_c , определяемую по формуле (8.4)

$$q_c = g + 0,5p. \quad (8.4)$$

При определении изгибающих нагрузок $q_{b,l}$, $q_{b,r}$ соответственно вычисляют величины

$$w_{0,max} \text{ и } q_N \text{ при } \gamma_{sp} = 1,1;$$

$$w_{0,min} \text{ и } q_N \text{ при } \gamma_{sp} = 0,9.$$

Прочность сопряжения оболочки с диафрагмами рекомендуют проверять расчетом на изгиб сечений II–II и III – III (смотри рисунок 5.2) при действии на оболочку расчетных изгибающих нагрузок, предполагая, что расчет самой оболочки на изгиб проверен заранее и величины расчетных изгибающих нагрузок при наименее благоприятных схемах нагружения известны. При этом принимается, что изгибающие моменты в вертикальном сечении II–II (у начала вута) и горизонтальном сечении III – III (по диафрагме) одинаковы. Величину расчетного изгибающего момента M_2 и M_3 определяют по формуле (8.5)

$$M_2 = M_3 = -q [l_n^2/16 + a_n(a_n + l_n)/2], \quad (8.5)$$

где a_n и l_n – соответственно размеры вута и пролета полки панели;
 q – расчетная изгибающая нагрузка для рассматриваемой схемы нагружения.

Величина изгибающего момента M_2 получается отрицательной, когда преобладающее действие оказывают нагрузки, расположенные на поле оболочки, приложенные к диафрагмам. Если изгибающий момент M_2 отрицателен, то растянутой арматурой в сечении II–II (смотри рисунок 5.2) служат поперечные стержни основной сетки 3 оболочки, а в сечении III – III – наружная подвеска 5, расположенная в вертикальном ребре жесткости диафрагмы. Площадь сечения этих арматурных элементов должна обеспечивать восприятие момента M_2 . Если при всех комбинациях нагружения изгибающий момент M_2 остается отрицательным, то установка дополнительных сеток 7 в вутах и внутренних подвесок 6 в диафрагмах не требуется. Их устанавливают (по расчету) только в тех случаях, когда изгибающий момент M_2 положителен.

Предельная несущая способность оболочки на изгиб определяется на основе принципа предельного равновесия исходя из характерной схемы разрушения оболочек рассматриваемого типа (рисунке 7.1).

В наиболее распространенном случае при армировании одной сварной сеткой с рабочими стержнями, расположенными вдоль образующей оболочки (т.е. поперек панели), и при схеме излома с тремя пластическими шарнирами (по оси панели и по линиям сопряжения оболочки с вутами диафрагм) q_u , кН на 1 м² оболочки, определяют по формуле (8.6)

$$q_u = \frac{8000R_s A_s}{l_b^2} \left(\delta_x - \frac{R_s A_s}{R_b \gamma_b} \right), \quad (8.6)$$

где R_s – расчетное сопротивление рабочей арматуры оболочки, МПа;
 A_s – площадь сечения рабочей арматуры, м², на 1 м оболочки;
 l_b – расстояние в свету между вутами диафрагм, м;
 δ_x – толщина оболочки в рассматриваемом сечении, м.

Абсолютные величины расчетных изгибающих нагрузок, найденные из уравнений (7.1), (7.8), (8.1) и (8.2), не должны превышать предельной изгибающей нагрузки, определенной по формуле (8.6).

Пример 8.1

Для условий задачи, рассмотренной в примерах 1.1 – 7.1 выполнить расчет поля панели-оболочки на изгиб вдоль образующей при снеговой нагрузке, расположенной на левой половине пролета и выполнить проверку прочности сопряжения оболочки с диафрагмами.

Решение

При нагружении панели оболочки постоянной равномерной нагрузкой g в сочетании с нагрузкой от снега S , и расположенной на левой половине пролета (рисунок 6.2), изгибающие нагрузки, соответственно, для левой и правой части пролета определяют по формулам (8.1) и (8.2):

$$q_{b,l} = q_{M,l} - \left[1 - \frac{2(1 + \gamma)w_{0 \max}}{(2 + \gamma)z_0} \right] \left(\frac{3 + 2\gamma}{3} g + q_N \right) \chi,$$

$$q_{b,r} = q_{M,r} - \left[1 - \frac{2w_{0 \min}}{(2 + \gamma)z_0} \right] \left(\frac{3 + \gamma}{3} g + q_N \right) \chi,$$

где $q_{M,l}$ и $q_{M,r}$ – равномерно распределенные нагрузки, приложенные непосредственно к оболочке, соответственно, на левой и правой стороне пролета с учетом собственного веса оболочки;

γ – отношение временной (снеговой) нагрузки к постоянной равномерно распределенной нагрузке, определяется по формуле (8.3):

$$\gamma = p / g.$$

В формулах (8.1) и (8.2) – значения $w_{0 \max}$, $w_{0 \min}$ вычисляют по формулам (6.2), (7.2), с заменой q на q_c . Значение q_c определяют по следующей формуле (8.4):

$$q_c = g + 0,5S.$$

$$\gamma = \frac{1,8}{2,05} = 0,88;$$

$$q_c = 2,05 + 1,8 \cdot 0,5 = 2,95 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2};$$

$$w_{0 \max} = 137,3 - (137,3 + 39) \sqrt{1 - \frac{2,95}{4,55}} = 32,8 \text{ мм};$$

$$w_{0 \min} = 150 - (150 + 31,9) \sqrt{1 - \frac{3,85}{6,37}} = 16,7 \text{ мм};$$

$$q_{b,l} = 2,95 - \left[1 - \frac{2(1 + 0,88) \cdot 32,8}{(2 + 0,88) \cdot 835} \right] \left(\frac{3 + 2 \cdot 0,88}{3} 2,05 - 1 \right) \cdot 0,98 = 0,86 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2};$$

$$q_{b,r} = 1,38 - \left[1 - \frac{2 \cdot 16,7}{(2 + 0,88) \cdot 835} \right] \left(\frac{3 + 0,88}{3} 2,05 - 1 \right) 0,98 = -0,22 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}.$$

Таким образом, наибольшая изгибающая нагрузка при загрузке снегом половины оболочки составляет $q_{b,l} = 0,86 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$.

При расчете армирования полки плиты ее рассматривают как балочную плиту с пролетом между вутами (220 см, рисунок 1.5) с учетом перераспределения усилий в предельном состоянии.

$$\text{Расчетный момент: } M = 0,83 \cdot \frac{2,2^2}{16} = 0,25 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

$$\text{При рабочей высоте оболочки } h_0 = h/2 = 30/2 = 15 \text{ мм}.$$

$$\text{Расчетный коэффициент } \alpha_0 = M/(R_b h_0 b^2) = 0,25 \cdot 10^6 / (22 \cdot 1000 \cdot 15^2) = 0,051.$$

$$\text{Относительная высота сжатой зоны бетона } \varepsilon = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,051} = 0,052.$$

Требуемая площадь сечения арматуры $\emptyset 5$ мм класса В500 с $R_s=415$ МПа

$$A_s = 0,052 \cdot 15 \cdot 1000 \cdot 22/415 = 41,3 \text{ мм}^2.$$

Принимаем в поперечном направлении $\emptyset 5$ В500 с шагом 200 мм: $A_s = 98 \text{ мм}^2/\text{м. п.}$ Процент армирования оболочки: $\mu = \frac{98}{15 \cdot 1000} \cdot 100\% = 0,65\% > 0,3\%$. В продольном направлении требуется только 0,2 % тогда площадь сечения арматуры $A_s = 0,2 \cdot 15000/100 = 30 \text{ мм}^2$. Принимаем $\emptyset 3$ В500 с шагом 200 мм: $A_s = 35,5 \text{ мм}^2/\text{м. п.}$

Проверим прочность сопряжения оболочки с диафрагмами по формуле (8.5) при разных значениях изгибающей нагрузки:

$$M = -q' [l_n^2/16 + a_n(a_n + l_n)/2],$$

где a_n и l_n – размеры вута и пролета полки панели, а q' равно $q_{b,l}$ и $q_{b,r}$.

$$M_{\max} = -0,85 \left[\frac{2,2^2}{16} + \frac{0,22(0,22 + 2,2)}{2} \right] = -0,48 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

$$M_{min} = \frac{-0,48 \cdot (-0,22)}{0,85} = 0,12 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Сечение вута оболочки в плоскости грани диафрагм $h = 75 \text{ мм}$, $h_0 = 75 - 15 = 60 \text{ мм}$; арматура вута $\emptyset 5 \text{ В500}$ с шагом 200 мм .

Высота сжатой зоны бетона при восприятии изгибающего момента отрицательного знака $x = 415 \cdot 98 / (22 \cdot 1000) = 1,84 \text{ мм}$.

Несущая способность сечения вута:

$$M_{adm} = 22 \cdot 1000 \cdot 1,84 \left(60 - \frac{1,84}{2} \right) = 2,4 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} = 2,4 \text{ кН} \cdot \text{м} > 0,48 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Изгибающий момент другого знака может быть воспринят сечением без арматуры. Момент сопротивления бетона сечения с учетом неупругой деформации бетона по формуле:

$$W_{pl} = \frac{bh^2}{3,5} = \frac{1000 \cdot 75^2}{3,5} = 1607143 \text{ мм}^3.$$

Несущая способность без арматуры в растянутой зоне:

$$M = R_{bt} W_{pl} = 1,4 \cdot 1607143 \cdot 10^{-6} = 2,25 \text{ кН} \cdot \text{м} > 0,12 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

т.е. дополнительной арматуры в вутах сечения полки не требуется.

Предельная несущая способность оболочки на изгиб определяется на основе принципа равновесия исходя из характерной схемы разрушения оболочек рассматриваемого типа (рисунок 7.2).

При армировании одной сварной сеткой с рабочими стержнями, расположенными вдоль образующей оболочки, и при схеме с тремя пластическими шарнирами q_u , кН на 1 м^2 оболочки определяется по формуле (8.6):

$$q_u = \frac{8000 R_s A_s}{l_b^2} \left(\delta_x - \frac{R_s A_s}{R_b \gamma_{b1}} \right),$$

где l_b – расстояние в свету между вутами диафрагм.

$$q_u = \frac{8000 \cdot 415 \cdot 98}{2200^2} \left(0,03 - \frac{415 \cdot 98}{22 \cdot 10^6} \right) = 1,89 \text{ кН/м}^2,$$

что больше значений $q_{b \max}$, $q_{b \min}$ и $q_{b,l}$, (смотри практические работы 6, 7) – это подтверждает, что несущая способность оболочки на изгиб обеспечена.

Задания

Задания выдаются преподавателем каждому студенту-магистранту индивидуально.

Вопросы

При каком варианте нагружения снеговой нагрузкой для панели-оболочки необходимо определить изгибающую нагрузку на левой и правой половине пролета?

Какие проверки прочности, по предельным состояниям первой группы, выполняются в месте сопряжения оболочки с диафрагмой?

Когда несущая способность оболочки на изгиб вдоль образующей считается обеспечена?

Список литературы, рекомендуемый к использованию по данной теме: 1, 3, 4, 5, 6.

9. Проверка панели-оболочки КЖС по второй группе предельных состояний

Цель: научиться выполнять проверки панели-оболочки КЖС по второй группе предельных состояний.

Знания и умения, приобретаемые студентом в результате освоения темы, формируемые компетенции или их части:

– знать проверки панели-оболочки КЖС по второй группе предельных состояний (ПК-6);

– уметь выполнять проверки панели-оболочки КЖС по второй группе предельных состояний, анализ и оценку технического решения конструкции, на соответствие установленным требованиям качества и характеристикам безопасности по инженерно-техническому проектированию (ПК-6);

– владеть навыками проверки панели-оболочки КЖС по второй группе предельных состояний, анализа и оценки в соответствии с техническим заданием (ПК-6).

Актуальность темы: получение навыков в выполнении проверок панели-оболочки КЖС по второй группе предельных состояний, участвовать в проектировании объектов градостроительной деятельности.

Теоретическая часть

Проверка панели-оболочки КЖС по второй группе предельных состояний.

Прогиб w_{0sh} в середине пролета предварительно напряженной панели-оболочки КЖС при кратковременном действии равномерно распределенной на 1 м длины панели нагрузки q^n рекомендуется определять по формуле (9.1)

$$w_{0sh} = \frac{q^n l^4}{48 E_{b1} I_{red0}}, \quad (9.1)$$

где q^n – равномерно распределенная расчетная нагрузка при коэффициенте надежности по нагрузке $\gamma_f = 1$; $E_{b1} = 0,85 E_b$ – при непродолжительном действии нагрузки;

I_{red0} – момент инерции приведенного поперечного сечения панели КЖС в середине пролета.

Величину прогиба w_{0l} панели в середине пролета с учетом длительного действия нагрузки и предварительного напряжения определяют по формуле (9.2)

$$w_{0l} = \frac{[q_{sh} + (1 + \varphi_{b,cr})q_l - q_e]l^4}{48 E_{bl} I_{red0}} - \frac{(\Delta\sigma_{sp(2)} - \Delta\sigma'_{sp(2)})l^2}{6 E_s h_{0c}}, \quad (9.2)$$

где q_{sh} – кратковременно действующая часть нагрузки;

$\varphi_{b,cr}$ – коэффициент ползучести бетона (смотри табл. 5.2 и п. 5.6 [5]);

q_l – длительно действующая часть нагрузки;

q_e – эквивалентная по моменту в середине пролета равномерно распределенная нагрузка от сил предварительного напряжения, определяют по формуле (9.3)

$$q_e = \frac{8 P_{(1)} e_{0p}}{l^2}, \quad (9.3)$$

$\Delta\sigma_{sp(2)} = \Delta\sigma_{sp5} + \Delta\sigma_{sp6}$ – сумма потерь предварительного напряжения рабочей арматуры от усадки и ползучести бетона определяют согласно [7];

$\Delta\sigma'_{sp(2)}$ – то же, для напрягаемой арматуры, если бы она имелась на уровне крайнего сжатого волокна бетона;

E_s – модуль упругости рабочей арматуры диафрагм;

h_{0c} – рабочая высота поперечного сечения панели в середине пролета;

$P_{(1)}$ – равнодействующая усилий в напрягаемой арматуре до обжатия бетона, определяют при коэффициенте точности натяжения $\gamma_{sp} = 1$;

e_{0p} – расстояние от оси напрягаемой арматуры до центра тяжести приведенного сечения панели в середине пролета.

Пример 9.1

Для условий задачи, рассмотренной в примерах 1.1 – 8.1 выполнить проверки панели-оболочки КЖС по второй группе предельных состояний.

Решение

Расчет на образование трещин.

Изгибающий момент в сечении КЖС посередине пролета от нормативной нагрузки:

$$M_{ser} = \frac{ql^2}{8} = \frac{3 \cdot 3,01 \cdot 17,7^2}{8} = 353,6 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Момент сопротивления сечения относительно нижней грани сечения:

$$W_{red} = \frac{I_{red}}{y} = \frac{18845 \cdot 10^6}{634} = 29,7 \cdot 10^6 \text{ мм}^3.$$

То же с учетом неупругих деформаций бетона:

$$W_{pl} = 1,3W_{red} = 1,3 \cdot 29,7 \cdot 10^6 = 38,64 \cdot 10^6 \text{ мм}^3.$$

Расстояние от центра тяжести сечения до точки ядра, наиболее удаленной от растянутой зоны:

$$r = \frac{W_{red}}{A_{red}} = \frac{38640000}{213589} = 140 \text{ мм}.$$

Изгибающий момент, воспринимаемый сечением, нормальным к продольной оси, при образовании трещин:

$$M_{cr} = R_{b\ ser} W_{pl} + P(e_{0p} + r)$$

$$M_{cr} = 2,1 \cdot 38,64 \cdot 10^6 + 482,3 \cdot 10^3 (584 + 140) = 430 \text{ кН} \cdot \text{м} > 353,6 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

т.е. трещины не образуются.

Расчет по деформациям.

Величину прогиба w_{0l} панели в середине пролета с учетом длительного действия нагрузки и предварительного напряжения определяют по формуле (9.2):

$$w_{0l} = \frac{B[q_{sh} + (1 + \varphi_{b.cr})q_l - q_e]l_0^4}{48E_{b1}I_{red0}} - \frac{\Delta\sigma_{sp(2)}l_0^2}{6E_s h_{0c}},$$

где q_{sh} – кратковременная часть действующей нагрузки;

$\varphi_{b.cr}$ – коэффициент ползучести бетона;

q_l – длительно действующая часть нагрузки;

$P_{(1)}$ – равнодействующая усилий в напрягаемой арматуре до обжатия бетона;

q_e – эквивалентная по моменту, действующему в середине пролета равномерно распределённая нагрузка от сил предварительного напряжения, определяемая по формуле (9.3):

$$q_e = \frac{8P_{(1)}e_{0p}}{l_0^2 b'_f},$$

$$P_{(1)} = 1232 \cdot (540 - 16) = 645,6 \text{ кН};$$

$$q_e = \frac{8 \cdot 645,6 \cdot 10^3 \cdot 584}{17700^2 \cdot 3000} = 0,0032 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2} = 3,2 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2},$$

$$w_{0l} = \frac{3,0[0,64 + (1 + 2,1)2,56 - 3,2]17,7^4}{48 \cdot 0,85 \cdot 23,5 \cdot 18845} - \frac{132,5 \cdot 17,7^2}{6 \cdot 200000 \cdot 0,85} = 0,046 \text{ м.}$$

Допустимый прогиб составляет $l_0/300 = 17,7/300 = 0,059 \text{ м} > 0,046 \text{ м}$.

Следовательно, прогиб конструкции удовлетворяет требованиям норм.

Задания

Задания выдаются преподавателем каждому студенту-магистранту индивидуально.

Вопросы

Какие особенности необходимо учитывать, в соответствии с нормами, при расчете панели-оболочки по образованию трещин?

В чем заключается расчет панели-оболочки по деформациям?

Список литературы, рекомендуемый к использованию по данной теме: 1,3, 4, 5.

Список литературы, рекомендуемый к использованию

1. СП 63.13330.2012 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003 (с Изменением № 1) / Минрегион России. – М., 2012. – 147 с.
2. СП 52 – 101 – 2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры / Минрегион России. – М., 2003. – 135 с.
3. Пособие по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций из тяжелого бетона (к СП 52-102-2004) / Минрегион России. – М., 2004. – 102 с.
4. Пособие по проектированию железобетонных пространственных конструкций покрытий и перекрытий (к СП 52-117-2008*)/ НИИЖБ им. А.А. Гвоздева – институт ОАО «НИЦ «Строительство». – М., 2010. – 199 с.
5. СП 52-117-2008* Железобетонные пространственные конструкции покрытий и перекрытий. Часть 1. Методы расчета и конструирование / НИИЖБ им. А.А. Гвоздева – институт ОАО «НИЦ «Строительство». – М., 2010. – 151 с.
6. СП 20.13330.2011 Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85* / Минрегион России. – М., 2011. – 96 с.
7. СП 52-102-2004 Предварительно напряженные железобетонные конструкции / Минстрой России. – М., 2005. – 42 с
8. СП 63.13330.2018 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003 / Минрегион России. – М., 2018. – 148 с.
9. СП 20.13330.2016 Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85* / Минстрой России. – М., 2016. – 89 с.

Министерство науки и высшего образования Российской Федерации
Федеральное государственное автономное образовательное учреждение
Высшего образования
«СЕВЕРО-КАВКАЗСКИЙ ФЕДЕРАЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ»

МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ

по выполнению расчетно-графической работы по дисциплине

«Расчет тонкостенных пространственных конструкций»

по направлению 08.04.01 «Строительство»
направленность (профиль) «Теория и проектирование зданий и сооружений»

Содержание

Введение.....	3
1. Цель, задачи и реализуемые компетенции.....	4
2. Формулировка задания и его объём.....	5
3. Общие требования к написанию и оформлению работы.....	5
4. Рекомендации по выполнению задания.....	6
5. План-график выполнения задания.....	8
6. Критерии оценивания работы.....	10
7. Порядок защиты работы.....	11
8. Список рекомендуемой литературы.....	11

Введение

Методические указания предназначены для самостоятельной работы студентов магистрантов направления 08.04.01 Строительство к выполнению по дисциплине «Расчет тонкостенных пространственных конструкций». Выполнение предлагаемой расчетно-графической работы является опытом практического приложения теоретических знаний к решению инженерных задач по расчету и проектированию железобетонной сводчатой панели-оболочки покрытия типа КЖС.

Методические указания составлены в соответствии с требованиями Государственного стандарта высшего образования и программы дисциплины «Расчет тонкостенных пространственных конструкций» и предназначены для студентов магистрантов очной и заочной форм обучения.

1 Цель, задачи и реализуемые компетенции

Целью выполнения расчетно-графической работы является усвоение студентами ключевых основных положений расчета и конструирования железобетонной сводчатой панели-оболочки покрытия типа КЖС на основе требований нормативных документов.

Задачи – решение и конструирование предлагаемой железобетонной сводчатой панели-оболочки покрытия типа КЖС.

Реализуемые компетенции:

– способен выполнять расчетный анализ и оценку технических решений строящихся, реконструируемых, эксплуатируемых, сносимых объектов капитального строительства, включая сети и системы инженерно-технического обеспечения и коммунальной инфраструктуры, на соответствие установленным требованиям качества и характеристикам безопасности для производства работ по инженерно-техническому проектированию объектов градостроительной деятельности (ПК-6).

2 Формулировка задания и его объем

Расчетно-графическая работа выполняется на основании выдаваемого каждому студенту-магистранту индивидуального задания.

Тема РГР: «Проектирование железобетонной сводчатой панели-оболочки покрытия типа КЖС».

В задании содержатся следующие исходные данные.

1. Размеры сводчатой панели-оболочки в осях $L \times B =$ м.
2. Кровля рулонная – утеплённая, неутеплённая.
3. Материал панели-оболочки:
 - лёгкий бетон на плотном мелком заполнителе марки по средней плотности D , класса прочности на сжатие – B ;
 - тяжелый бетон класса прочности на сжатие – B .
4. Напрягаемая арматура в нижнем поясе диафрагм – ;
5. Арматура для армирования диафрагм и плиты оболочки – ;
6. Место строительства – г. ;
7. Уровень ответственности сооружения:
 - нормальный, класс сооружения КС-2;
 - повышенный, класс сооружения КС-3.

3 Общие требования к написанию и оформлению работы

Расчетно-пояснительная записка РГР должна содержать:

- титульный лист;
- задание на расчетно-графическую работу, подписанное студентом-магистрантом и утвержденное руководителем работы;
- содержание;
- введение;
- компоновка конструктивного решения панели-оболочки;
- сбор нагрузок на панель-оболочку и определение расчетных усилий;
- расчет панели-оболочки по несущей способности и устойчивости;
- определение предварительного напряжения арматуры и усилий обжатия бетона;

- расчет прочности сечений наклонных к продольной оси панели по поперечной силе;
- расчёт поля оболочки на изгиб вдоль образующей;
- проверка панели-оболочки по второй группе предельных состояний;
- заключение;
- список использованных источников.

Графический материал расчетно-графической работы состоит из одного листа ватмана формата А1 (594x841). Чертеж панели-оболочки выполняется на стадии конструкции железобетонные.

На листе должны быть представлены: опалубочный чертёж панели-оболочки; схема расположения арматуры; сечения; узлы; детали. Каркасы; сетки; спецификации; технические условия.

Оформление пояснительной записки должно соответствовать требованиям ГОСТ 2.316–2008, ГОСТ 2.105–2019, ГОСТ 21.508–2020, а при оформлении с применением печатающих и графических устройств ЭВМ по ГОСТ 2.004–88.

4 Рекомендации по выполнению задания

Перед началом выполнения расчетов в РГР на заданную тему рекомендуется внимательно ознакомиться с рекомендациями, указанными в [2] из списка дополнительной литературы.

Введение.

Во введении необходимо отразить, где рассчитываемая конструкция может применяться и её достоинства. Ориентировочный объем введения 1 лист.

1. Компоновка конструктивного решения панели-оболочки.

При выполнении компоновки панели-оболочки необходимо обратить внимание на её заданный пролет и на расчетную снеговую нагрузку для заданного района строительства. Высоту поперечного сечения панели в середине пролета h принимают $h \geq (1/20 - 1/15) L$. Большую высоту поперечного сечения панели в середине пролета h принимают при большем пролете и большей нагрузке. У опор высоту панели-оболочки h_k принимают $h_k \geq 0,01 L$. Длину нижнего горизонтального участка у опор принимают x_{6-5} от 1,5 до $2 h_k$. Угол наклона

нижней поверхности оболочки у опоры $\alpha = 27^\circ$ ($\operatorname{tg} \alpha \leq 0,5$).

Толщину оболочки δ предварительно принимают не менее 30–40 мм, а затем уточняют при расчете. Толщину стенок диафрагм принимают не менее 40 мм; то же у опор – не менее 50 мм. Толщину стенки приопорной панели диафрагм можно принять 100 мм.

Очертание верхней поверхности оболочки рекомендуется принимать по квадратной параболе.

Подробный пример выполнения компоновки панели-оболочки КЖС и необходимые рисунки см. [2], из списка основной литературы с. 124-125 и [8], из списка дополнительной литературы с. 5-15.

2. Сбор нагрузок на панель-оболочку и определение расчетных усилий.

При сборе нагрузок на панель-оболочку необходимо в табличной форме подробно расписать состав кровли в соответствии с заданием.

Подробный пример выполнения сбора нагрузок на панель-оболочку и определение расчетных усилий в панели-оболочки КЖС, форму таблицы и необходимые рисунки см. [2] из списка основной литературы, с. 125-126 и [8], из списка дополнительной литературы с. 17-20.

3. Расчет панели-оболочки по несущей способности и устойчивости.

Рекомендации по расчету панели-оболочки по несущей способности и устойчивости см. [2] из списка дополнительной литературы, с. 108-110.

Подробный пример выполнения расчета панели-оболочки по несущей способности и устойчивости см. [2] из списка основной литературы, с. 127-128 и [8], из списка дополнительной литературы с. 22-30.

4. Определение предварительного напряжения арматуры и усилий обжатия бетона.

Подробный пример выполнения определения предварительного напряжения арматуры и усилий обжатия бетона см. [2] из списка основной литературы, с. 128-129 и [8], из списка дополнительной литературы с. 32-38.

5. Расчет прочности сечений наклонных к продольной оси панели по поперечной силе.

Рекомендации по расчету диафрагм на поперечную силу и расчет анкеров

см. [2] из списка дополнительной литературы, с.110-111.

Подробный пример выполнения расчета диафрагм на поперечную силу см. [2] из списка основной литературы, с. 130-131 и [8], из списка дополнительной литературы с. 40-45.

6. Расчёт поля оболочки на изгиб вдоль образующей.

Рекомендации по расчету поля оболочки на изгиб вдоль образующей см. [2] из списка дополнительной литературы, с.112-115.

Подробный пример выполнения расчета поля оболочки на изгиб вдоль образующей см. [2] из списка основной литературы, с. 131-136 и [8], из списка дополнительной литературы с. 47-57.

7. Проверка панели-оболочки по второй группе предельных состояний.

Рекомендации по проверке панели-оболочки по второй группе предельных состояний см. [2] из списка дополнительной литературы, с.111-112.

Подробный пример по проверке панели-оболочки по второй группе предельных состояний см. [2] из списка основной литературы, с. 136-137 и [8], из списка дополнительной литературы с. 67-70.

Заключение.

В заключение, необходимо отметить какие были приняты компоновочные решения и расчеты для панели-оболочки в РГР.

Список использованных источников.

5. План-график выполнения задания

Студент-магистрант, получивший задание на расчетно-графическую работу должен приступить к ее выполнению, согласно установленному графику. Если нет четко установленных сроков выполнения данного задания, то подразумевается параллельное выполнение всех необходимых работ и заданий в течение триместра. Студент-магистрант должен представить полностью выполненную расчетно-графическую работу за одну – две недели до начала экзаменационной сессии, с тем, чтобы за этот период у него была возможность исправить по замечаниям руководителя найденные ошибки.

Студенты очной формы обучения имеют возможность показывать

сечений наклонных к продольной оси панели, по поперечной силе									
расчёт поля оболочки на изгиб вдоль образующей									
проверка панели- оболочки по второй группе предельных состояний									
заключение									

6. Критерии оценивания работы

Студенты-магистранты, выполнившие полностью задание по расчетно-графической работе должны защитить ее. На защиту представляется выполненная, отредактированная и выправленная по замечаниям пояснительная записка и 1 лист графической части. К защите, РГР представляется не позднее, чем за две – одну неделю до начала экзаменационной сессии, с тем чтобы, за этот период была возможность подготовиться к защите и защитить РГР.

Студенты-магистранты очной формы обучения согласовывают и показывают руководителю РГР выполненные и оформленные отдельные части РГР в течение семестра в соответствии с планом – графиком выполнения задания п.5.

Оценка «отлично» выставляется за РГР, в которой:

- использована основная учебная и методическая литература по расчету и конструированию таких конструкций;
- пояснительная записка безукоризненно выполнена в отношении оформления (орфография, стиль, иллюстрации необходимого, наглядного материала, ссылки и т.д.);
- все части РГР выполнены в срок;

– на заданные вопросы по РГР даны подробные, развернутые ответы.

Оценка «хорошо» выставляется за РГР в случае, если:

–использована основная учебная и методическая литература по расчету и конструированию таких конструкций;

– пояснительная записка правильно оформлена;

– все части РГР выполнены в срок;

– на заданные вопросы по РГР даны недостаточно подробные и не развернутые ответы.

Оценка «удовлетворительно» выставляется за РГР в случае, если:

–использована не основная учебная и методическая литература по расчету и конструированию таких конструкций;

– пояснительная записка правильно оформлена;

– не все части РГР выполнены в срок;

– на заданные вопросы по РГР даны не все правильные и подробные ответы.

Оценка «не удовлетворительно» выставляется за РГР в случае, если:

– не все части РГР выполнены в срок.

7 Порядок защиты работы

На защиту представляется РГР в составе пояснительной записки и графического материала в объеме, установленном заданием на РГР.

При защите студент должен вначале кратко изложить, пользуясь только графическим материалом, содержание тех основных разделов и расчетных положений, которые им прорабатывались и принимались в РГР. При изложении работы необходимо подчеркнуть экономическую целесообразность рассматриваемых и принятых решений. После краткого изложения ему задаются вопросы по теме РГР.

8 Список рекомендуемой литературы

8.1 Список основной литературы

1. СП 63.13330.2018 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003 / Министерство строительства и ЖКХ РФ (Минстрой России). – М., 2018. – 152 с. (2012. – 147 с.).

2. Пособие по проектированию железобетонных пространственных конструкций покрытий и перекрытий (к СП 52-117-2008*) / НИИЖБ им. А.А. Гвоздева – институт ОАО НИЦ «Строительство». – М., 2010. – 159 с.

3. Кумпяк О.Г. и др. Железобетонные и каменные конструкции. Учебник. Изд. 2-е доп. и перераб. – М: Издательство АСВ. – 2016 – 672 с.

8.2 Список дополнительной литературы

1. Колчунов В.И., Пятикрестовский К.П., Ключева Н.В. Пространственные конструкции покрытий: учебное пособие. – М.: Изд-во АСВ, 2008, – 352 с., 122 илл. ISBN 978-5-93093-579-0/

2. СП 52-117-2008*. Железобетонные пространственные конструкции покрытий и перекрытий. Часть I. Методы расчета и конструирования. М., 2010. – 151 с.

3. Справочник проектировщика промышленных, жилых и общественных зданий и сооружений. Расчетно-теоретический. 2-е изд. Т. 2 / Под ред. А.А. Уманского. – М.: Стройиздат, 1972. – 416 с.

4. СП 20.13330.2016 Свод правил. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*. М., 2016 – 90 с.

5. СП 52-102-2004 Предварительно напряженные железобетонные конструкции /Минрегион России. – М., 2005. – 42 с.

6. СП 52 – 101 – 2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры / Минрегион России. – М., 2003. – 135 с.

7. Пособие по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций из тяжелого бетона (к СП 52-102-2004) / Минрегион России. – М., 2004. – 102 с.

8. Методические указания по выполнению практических работ по дисциплине «Расчет тонкостенных пространственных конструкций» для магистрантов с направлением подготовки 08.04.01 Строительство. Профиль подготовки «Теория и проектирование зданий и сооружений». – Ставрополь, 2020. – 73 с.

**МИНИСТЕРСТВО НАУКИ И ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ И
РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ
Федеральное государственное автономное образовательное
учреждение высшего образования
«СЕВЕРО-КАВКАЗСКИЙ ФЕДЕРАЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ»**

МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ
по организации и проведению самостоятельной
работы
по дисциплине
«Расчет тонкостенных пространственных конструкций»
по направлению 08.04.01 «Строительство»
направленность (профиль) «Теория и проектирование зданий и сооружений»

Содержание

Введение	
1. Общая характеристика самостоятельной работы студента при изучении дисциплины «Расчет тонкостенных пространственных конструкций».....	
2. План-график выполнения самостоятельной работы.....	
3. Контрольные точки и виды отчетности по ним.....	
4. Методические рекомендации по изучению теоретического материала.....	
5. Методические указания по видам работ, предусмотренных рабочей программой дисциплины.....	
6. Методические указания по выполнению расчетно-графической работы.....	

Введение

Методические рекомендации по выполнению самостоятельной работы предназначены для студентов магистрантов направления подготовки 08.04.01 Строительство. Профиль подготовки «Теория и проектирование зданий и сооружений».

Самостоятельная работа проводится с целью:

- систематизации и закрепления полученных теоретических знаний и практических умений обучающихся;
- углубления и расширения теоретических знаний;
- формирования умений использовать нормативную, правовую, справочную документацию и специальную литературу;
- развития познавательных способностей и активности обучающихся: творческой инициативы, самостоятельности, ответственности, организованности;
- формирование самостоятельности мышления, способностей к саморазвитию, совершенствованию и самоорганизации;
- формирования общих и профессиональных компетенций;
- развитию исследовательских умений.

Внеаудиторная самостоятельная работа выполняется студентом по заданию преподавателя, но без его непосредственного участия.

Перед выполнением студентами внеаудиторной самостоятельной работы преподаватель проводит инструктаж по выполнению задания, который включает цель задания, его содержание, сроки выполнения, ориентировочный объем работы, основные требования к результатам работы, критерии оценки. В процессе инструктажа преподаватель предупреждает студентов о возможных типичных ошибках, встречающихся при выполнении задания.

В качестве форм и методов контроля внеаудиторной, самостоятельной работы студентов используются самостоятельное изучение и подготовка его к лекционным и практическим занятиям, выполнение расчетно-графической работы.

Критериями оценки результатов внеаудиторной самостоятельной работы студента являются:

- уровень освоения студентом учебного материала;
- умение студента использовать теоретические знания при выполнении практических задач; сформированность общеучебных умений;
- уровень умения активно использовать электронные образовательные ресурсы, находить требующуюся информацию, изучать ее и применять на практике;
- обоснованность и четкость изложения ответа;
- оформление материала в соответствии с требованиями
- уровень умения четко сформулировать проблему, предложив ее решение, критически оценить решение и его последствия;
- уровень умения определить, проанализировать альтернативные возможности, варианты действий;
- уровень умения сформулировать собственную позицию, оценку и аргументировать ее.

1. Общая характеристика самостоятельной работы студента при изучении дисциплины «Расчет тонкостенных и пространственных конструкций»

Целью освоения дисциплины «Расчет тонкостенных и пространственных конструкций» является:

обладанием знаниями методов проектирования и мониторинга зданий и сооружений, их конструктивных элементов, включая методы расчетного обоснования, в том числе с использованием универсальных и специализированных, программно-вычислительных комплексов и систем автоматизированных проектирования; способностью вести разработку эскизных, технических и рабочих проектов сложных объектов, в том числе с использованием систем автоматизированного проектирования.

Задачи дисциплины

- выработка понимания основ расчета и конструирования тонкостенных пространственных конструкций в составе зданий и сооружений.
- знание принципов рационального проектирования эскизных, технических и рабочих проектов с применением тонкостенных пространственных конструкций, с учетом требований изготовления, монтажа, в том числе с использованием систем автоматизированного проектирования.
- формирование навыков конструирования и расчета тонкостенных пространственных конструкций для решения конкретных инженерных задач с использованием норм проектирования, стандартов, справочников, средств автоматизированного проектирования.

Формируемые в результате подготовки компетенции это:

владеть способностью, выполнять расчетный анализ и оценка технических решений строящихся, реконструируемых, эксплуатируемых, сносимых объектов капитального строительства, включая сети и системы инженерно-технического обеспечения и коммунальной инфраструктуры, на соответствие установленным требованиям качества и характеристикам безопасности для производства работ по инженерно-техническому проектированию объектов градостроительной деятельности.

2. План-график выполнения самостоятельной работы

№ п/п	Вид деятельности студентов	Сроки выполнения, нед.
1	Самостоятельное изучение литературы по темам предусмотренным учебным планом	1-16
2	Подготовка к лекционным занятиям. Конспект лекций	1-16
3	Подготовка отчета к практическим занятиям предусмотренным учебным планом. Отчет по практическим работам	1-16
4	Выполнение расчетно-графической работы и её защита	1-16
	Дифференцированный зачет	

3. Контрольные точки и виды отчетности по ним

№ п/п	Вид деятельности студентов	Сроки выполнения	Количество баллов
1	Собеседование по темам самостоятельного изучения литературы по темам 1-9.	16	
2	Собеседование по темам лекций 1-9	16	
3	Собеседование по темам. Результаты выполнения практических работ №1-9.	16	
4	РГР	17	

4. Методические рекомендации по изучению теоретического материала

Для выполнения практических работ, расчетно-графической работы, студент должен ознакомиться с соответствующими разделами теоретического материала и приведенными примерами в учебной литературе и методических указаниях по данной дисциплине. Самостоятельную проработку необходимых тем лекционного курса, практических работ, указывает преподаватель на соответствующих занятиях.

Результатами самостоятельной работы студентов по этим материалам являются составление: конспекта лекций, отчет по практическим занятиям и собеседование с преподавателем по соответствующим темам выполнение расчетно-графической работы и её защита.

5. Методические указания по видам работ, предусмотренных рабочей программой дисциплины

Рабочей программы дисциплины предусмотрены следующие виды занятий и работ для студентов: во втором семестре – лекции, практические работы, расчетно-графическая работа, дифференцированный зачет.

Во время посещения лекций студенты кратко конспектируют основные положения излагаемого материала лекций, выделяя его главные положения, либо слушают этот материал. Рекомендуется повторить прослушанный материал лекции не позднее 48 часов после его изложения. В этом случае начинается

срабатывать долгосрочная память, и все основные положения материала будут усвоены. Если какие-то темы рекомендуются проработать самостоятельно, то студентом составляется краткий конспект, проработанный темы материала. При собеседовании с преподавателем по темам лекций студент должен предоставить такой краткий конспект проработанных самостоятельно тем лекций.

При посещении практических работ каждый студент должен иметь отдельную подписанную тетрадь для выполнения заданий по практическим занятиям. В тетради записываются разбираемые темы практических занятий и решенные на разобранные темы задания. Конспект решенных заданий представляется студентом преподавателю ведущим практические занятия при собеседовании.

6. Методические указания по выполнению расчетно-графической работы

Для выполнения расчетно-графической работы во втором семестре каждому студенту выдается индивидуальное задание на тему: «Проектирование железобетонной сводчатой панели-оболочки покрытия типа КЖС».

Задание подписывается самим студентом и руководителем расчетно-графической работы.

После получения задания студент должен приступить к её выполнению. РГР выполняется в течение всего семестра.

Расчетно-графическая работа состоит из пояснительной записки и графической части – одного листа ватмана формата А1.

Примерный объем пояснительной записки курсового проекта – 40 ÷ 45 листов текста печатающих и графических устройств ЭВМ, с необходимыми рисунками и пояснениями на листах формата А4.

Рабочий чертеж 1 лист ватмана формата А1 выполняют на стадии КЖД (конструкции железобетонные детализировочные).

На листе размещают план опалубочного вида панели-оболочки. План схемы расположения сеток и каркасов арматуры в панели-оболочки. Разрезы продольный и поперечный опалубочные и со схемами расположения арматуры.

Чертежи сеток, каркасов, отдельных узлов. Спецификацию арматуры и таблицу выборки арматуры. Технические условия.

Пояснительная записка расчетно-графической работы содержит:

- титульный лист;
- задание на расчетно-графическую работу;
- содержание;
- введение;
- основную часть в соответствии с утвержденным заданием на расчетно-графическую работу, необходимые рисунки, таблицы, схемы и т.д.
- заключение;
- список использованных источников;
- приложение (при необходимости).

Пояснительная записка работы состоит из следующих основных разделов:

- компоновка конструкции сводчатой панели-оболочки покрытия типа КЖС;
- сбор нагрузок на панель-оболочку;
- определение расчетных усилий и сочетаний в панели-оболочки покрытия типа КЖС;
- расчет и эскизное конструирование панели-оболочки по первой группе предельных состояний;
- расчет и эскизное конструирование панели-оболочки по второй группе предельных состояний.

Оформление пояснительной записки должно соответствовать требованиям ГОСТ 2.105, ГОСТ 2.106, ГОСТ 2.104, ГОСТ 2.301, а при оформлении с применением печатающих и графических устройств ЭВМ по ГОСТ 2.004-88 на листах формата А4 (210x297) белой бумаги на одной стороне, межстрочный интервал полуторный. На листах наносится ограничительная рамка, отстоящая от левого края на 20мм и от остальных – на 5мм, поля, штамп. При выполнении текста с применением печатающих и графических устройств ЭВМ шрифт следует использовать «Times New Roman», размер 14, выравнивание «по ширине», интервал 1,5, абзацный отступ первой строки – 1,25 см. Оформление

пояснительной записки должно отвечать требованиям ГОСТ 2.105-95 ЕСКД. Общие требования к текстовым документам, ГОСТ 2.106-96 ЕСКД. Текстовые документы.

На листе «Введение» внизу приводится 4-х сантиметровой штамп по высоте, на последующих листах пояснительной записки внизу размещается 1,5 сантиметровой штамп.

Заглавный лист (первый лист текстовой части – введение) пояснительной записки должен соответствовать форме 9, а последующие – форме 9, а по ГОСТ 2.106.

Чертежи и схемы расчетно-графической работы должны выполняться на стандартных форматах согласно ГОСТ 2.301 с надписью по ГОСТ 2.104 в правом нижнем углу.

При выполнении чертежей, эскизов, схем должны быть соблюдены правила, установленные государственными стандартами ЕСКД, ЕСПД,

Листы текста следует нумеровать арабскими цифрами, соблюдая сквозную нумерацию по всему тексту. Титульный лист, лист задания, листы содержания не нумеруются, но просчитываются. Номер страницы проставляется в правом нижнем углу штампа.

Параграфы, пункты и подпункты (кроме введения, заключения, библиографического списка и приложений) нумеруют арабскими цифрами, например, раздел 1., параграф 1.1., пункт 1.1.1., подпункт 1.1.1.1.

Разделы и подразделы должны иметь заголовки. Слово «раздел» не пишется. Заголовки должны четко и кратко отражать содержание раздела. Заголовки и подзаголовки приводят в форме именительного падежа единственного или множественного числа. Разделы и подразделы следует располагать в середине строки. Переносы слов в заголовках не допускаются. Каждый раздел, начинается с новой страницы. Между разделом и основным текстом ставится 1 пробел. Точка в конце названия раздела, подраздела не ставится.

Рисунки (чертежи, схемы, рисунки) следует располагать в работе непосредственно после текста, в котором они упоминаются впервые или на

следующей странице, если в указанном месте они не помещаются. На все рисунки должны быть даны ссылки по тексту пояснительной записки.

Рисунки должны иметь названия, которые помещают под рисунком посередине. Они нумеруются арабскими цифрами порядковой нумерацией в пределах каждого раздела проекта, например, в пределах одного раздела (первого) – Рисунок 1.1 – Расчетная схема балки настила и эпюры внутренних усилий. Шрифт Times New Roman, кегль 14. Нумерация рисунков сквозная в пределах каждого раздела. После названия слова рисунок ставится 1 пробел, номер рисунка, тире и его название. Аналогично подписываются таблицы. Слово таблица, ее номер и название подписываются в левом верхнем углу над таблицей. После названия рисунка и окончания таблицы ставится 1 пробел перед основным текстом.

Формулы, для выполнения расчетов должны иметь сквозную нумерацию в пределах каждого раздела. Номер формулы проставляется в скобках двойной цифрой разделенной точкой и помещается в конце строки. При применении формулы первый раз она записывается полностью, затем с новой строки приводятся необходимые пояснения к ней. При повторном и последующем её применении, она записывается в общем виде с дальнейшей подстановкой в нее всех значений, без пояснений, входящих в неё величин. Подробное изложение выполнения расчетов по расчетно-графической работе и их последовательность, порядок защиты и список рекомендуемой литературы приводятся в соответствующих методических указаниях по выполнению РГР.

После выполнения расчетов по каждому из разделов пояснительной записки студент предоставляет этот материал на проверку преподавателю, ведущему РГР. Проверенные и исправленные по замечаниям, материалы выполненных расчетов пояснительной записки и чертежа, допускаются к защите работы. При защите работы студент должен назвать тему расчетно-графической работы, кратко изложить о проделанной работе, пользуясь при изложении чертежом, ответить на заданные вопросы по теме РГР. После защиты студенту выставляется оценка. Критерии оценивания ответов приведены ниже.

Оценка **«отлично»** выставляется, если студент при ответе на вопросы как базового, так и повышенного уровня показывает глубокое и всестороннее знание предмета, обязательной и дополнительной литературы, аргументировано и логически стройно излагает материал, пользуясь СП, ГОСТами, может применять знания для анализа конкретных ситуаций.

Оценка **«хорошо»** ставится, если при ответе на вопросы базовой части студент показывает знание предмета, обязательной литературы, знакомстве с дополнительной литературой, аргументировано излагает материал, умеет применять знания для анализа конкретных ситуаций, однако незначительно нарушает последовательность изложения материала, дает недостаточно полное, хотя и верное определение понятий.

Оценка **«удовлетворительно»** ставится, если студент при ответе на вопросы базовой части показал, что он в основном знает предмет, обязательную литературу, может практически применять свои знания, но программный материал излагает фрагментарно и непоследовательно. Допускает отдельные ошибки и погрешности при проектировании зданий и сооружений, слабо ориентируется в межпредметных связях.

Оценка **«неудовлетворительно»** ставится, если студент не отвечает на предлагаемые ему вопросы базовой части или его ответ показывает, что не усвоено основное содержание предмета, обнаруживается незнание большей части учебного материала, допускаются грубые ошибки при формулировке основных понятий

После защиты студенту выставляется дифференцированный зачет.

Предлагаемые студенту задания позволяют проверить компетенции ПК-6, индикаторов ПК-6.1, ПК-6.2 Для подготовки к данному оценочному мероприятию необходимо прочитать лекционный материал, выполнить расчетно-графическую работу, изучить дополнительную литературу, установить взаимосвязи между изучаемыми понятиями, запомнить основные определения, продумать, где они могут применяться. Рекомендуется готовиться к данному контрольному мероприятию в течение семестра, разбирая теоретические задания для оценки сформированности

компетенций к каждому практическому занятию, вовремя выполняя этапы расчетно-графической работы. Эти задания предлагаются в УМК дисциплины «Расчет тонкостенных и пространственных конструкций», представленном на кафедре строительства.

Содержание и объем материала, подлежащего проверке, определяется программой дисциплины. При проверке усвоения этого материала производится выявление полноты, прочности усвоения студентами теории и умения применять ее на практике.

При оценке в первую очередь учитываются показанные студентами знания и умения (их полноту, глубину, прочность, использование). Оценка также зависит от наличия и характера погрешностей. Среди погрешностей выделяют ошибки и недочеты. Погрешность считается ошибкой, если она свидетельствует о том, что студент не овладел основными знаниями, умениями, указанными в программе.

К недочетам относятся погрешности, свидетельствующие о недостаточно полном или недостаточно прочном усвоении основных знаний и умений или об отсутствии знаний, не считающихся основными в соответствии с программой. Недочетами также являются: погрешности, которые не привели к искажению смысла, полученного студентом задания или способа его выполнения, неаккуратная запись, небрежное выполнение чертежа.