Документ подписан простой электронной подписью
Информация о владельце:
ФИО: Емец Валерий Сергеевич
Должность: Директор филиала
Дата подписания: 01.09.2026 12:23:27
Уникальный программный ключ:
f2b8a1573c[illegible]

МИНИСТЕРСТВО НАУКИ И ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ
Рязанский институт (филиал)
федерального государственного автономного образовательного учреждения высшего образования
«Московский политехнический университет»

Кафедра «Промышленное и гражданское строительство»

С.В. Каретникова

Расчет и проектирование перекрытия с капителями

Методические указания по выполнению курсового проекта
по дисциплине
«Проектирование железобетонных конструкций. Спецкурс»

Рязань
2022

УДК 69.07
ББК 38.22
К22

Каретникова, С.В.

К22

Расчет и проектирование перекрытия с капителями : методические указания по выполнению курсового проекта по дисциплине «Железобетонные и каменные конструкции (спецкурс)» / С.В. Каретникова. – Рязань : Рязанский институт (филиал) Московского политехнического университета, 2022. – 36 с.

.

Методические указания по выполнению курсового проекта по дисциплине «Проектирование железобетонных конструкций (спец.курс)» на тему «Расчет и проектирование перекрытия с капителями» предназначены для студентов специальности 08.04.01 «Строительство» специализации Магистратура.

Выполнение курсового проекта способствует закреплению теоретического материала, овладению навыками основ проектирования перекрытий зданий с большими пролетами, грамотному и обоснованному выбору типа перекрытий и формирует навыки разрабатывать проектную и рабочую техническую документацию.

УДК 69.07
ББК 38.22

©Каретникова С.В., 2022
©Рязанский институт (филиал)
Московского политехнического
университета, 2022

Содержание

Введение……... 4

1 Основные положения…… 5

2 Конструктивные решения монолитного перекрытия с капителями…… 6

3 Пример выполнения курсового проекта……. 13

3.1 Исходные данные ……. 13

3.2 Сбор нагрузок ……..…… 17

4 Конструктивная схема с монолитным перекрытием с капителями …….. 17

4.1 Конструирование перекрытия…… 18

4.2 Расчет на продавливание……..…….. 25

4.3 Формирование расчетной схемы монолитного перекрытия с капителями в программе «SCAD 21.1» …… 26

4.3.1 Задание жесткостных характеристик……. 32

4.3.2 Задание нагрузок и граничных условий …… 32

4.3.3 Формирование расчетных сочетаний усилий и комбинации загружений ……. 33

4.4 Расчет по образованию трещин …… 34

4.5 Расчет по деформациям ……. 38

4.6 Анализ внутренних усилий …… 47

4.7 Определение требуемого армирования конструктивных элементов схемы ……. 31

4.7.1 Армирование плиты перекрытия …… 31

4.7.2 Армирование колонны ……. 34

5 Графическое оформление результатов расчета плит перекрытий … 52

Список используемых источников ……... 54

Введение

Методические указания по выполнению курсового проекта по дисциплине «Проектирование железобетонных конструкций (спец.курс)» на тему «Расчет и проектирование перекрытия с капителями» предназначены для студентов специальности 08.04.01 «Строительство» специализации Магистратура

Выполнение курсового проекта способствует закреплению теоретического материала, овладению навыками основ проектирования перекрытий зданий с большими пролетами, грамотному и обоснованному выбору типа перекрытий и формирует навыки разрабатывать проектную и рабочую техническую документацию.

В курсовом проекте рассматривается конструктивная схема перекрытия с капителями, состоящая из перекрытия и колонн, основание которых жестко закреплено.

В методических указаниях приведены характеристика и основы проектирования перекрытия с капителями.

В разделе «Пример выполнения курсового проекта» рассмотрено проектирование и расчет перекрытия с помощью программного комплекса «SCAD 21.1».

1. Основные положения

Несущая система монолитного каркасного здания в основном состоит из перекрытий, колонн, пилонов и фундаментов. Перекрытия работают совместно с колоннами, образуя рамную конструкцию. В состав несущей системы здания могут входить стеновые конструкции (обычно – элементы ограждения лестнично-лифтовых узлов). Все эти конструкции способны воспринимать вертикальные и горизонтальные нагрузки.

Перекрытия монолитных каркасных зданий чаще всего выполняют плоскими сплошными. Толщина перекрытия назначается из условия необходимой прочности при продавливании и жесткости. Несущая способность может быть повышена с помощью поперечной арматуры, установленной в зоне перекрытия, примыкающей к колонне, либо путем устройства местных утолщений колонны – капителей.

При увеличении пролетов применяются различные виды эффективных конструкций перекрытий: кессонные, пустотные, ребристые с балочными плитами, ребристые с контурными ребрами.

В соответствии с СП [3, п.7.6]:

«При пролетах до 6-8 м перекрытия рекомендуется выполнять плоскими, при больших значениях - плоскими с капителями или межколонными балками и стенами, а при пролетах до 12 м - с межколонными балками или стенами и ребристыми, и пустотными плитами.

Для зальных помещений пролетом 12-15 м рекомендуются кессонные, ребристые или пустотные плиты при опирании по четырем сторонам на балки и стены».

Для конструирования элементов здания необходимо определить значения действующих в них усилий, выполнив расчет несущей системы здания при действии вертикальных и горизонтальных нагрузок.

Расчеты несущей системы здания чаще всего производят методом конечных элементов, применяя вычислительные комплексы ЛИРА, SCAD, Stark-ES и т.п.

В соответствии с [3] п. 6.2.7 для определения вертикальных перемещений (прогибов) перекрытия применяются нормативные постоянные и длительные

вертикальные нагрузки. При назначении жесткостей конечных элементов в первом приближении модуль упругости рекомендуется принимать с понижающими коэффициентами: 0,6 – для вертикальных несущих элементов; 0,2 – для плит перекрытий (покрытий) с учетом наличия трещин.

После определения усилий в первую очередь проверяют принятое значение толщины плиты перекрытия или параметры капителей из условия достаточной их прочности при продавливании [2], [3], [4].

2. Конструктивные решения монолитного перекрытия с капителями

Расчет перекрытий с капителями выполняют в зависимости от принятого конструктивного варианта капителей.

На рисунке 1.1 под буквами а) и б) для капителей с наклонными боковыми гранями и ступенчатой рассматриваем два поперечных сечения: по грани колонны и по грани основания капители. Угол наклона граней капители к горизонтали должен быть не менее 45°.

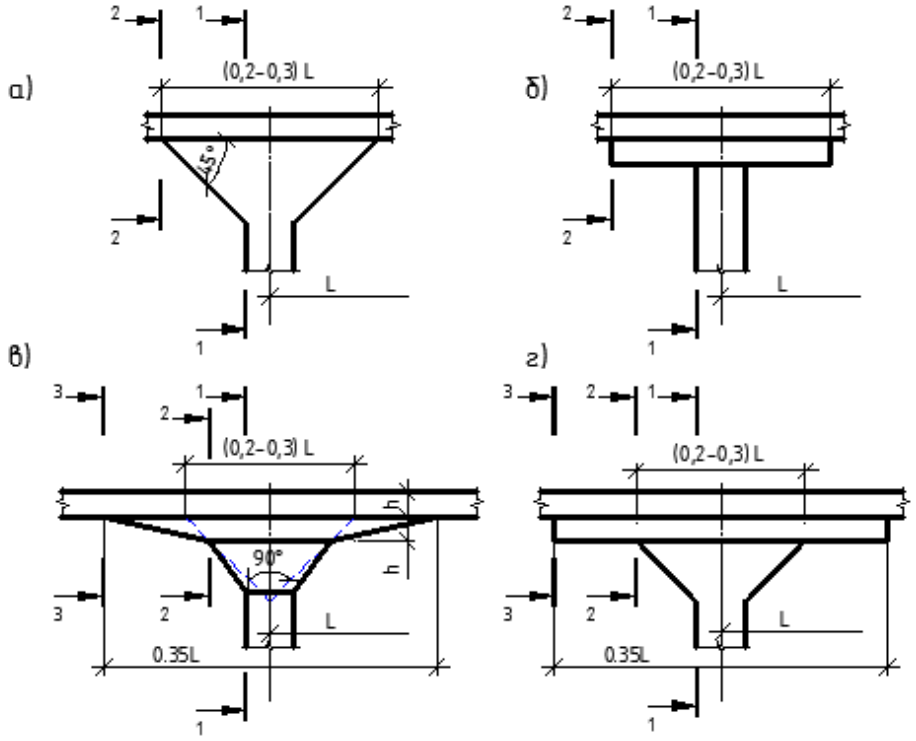


Рисунок 1.1. Конструкции капителей

(l – пролет, 1-1, 2-2, 3-3 – сечения при расчете прочности на продавливание)

Для капителей более сложного сечения (рисунок 1.1(в) и 1.1(г)) необходимо

рассмотреть три поперечных сечения. Высота первого соответствует высоте капители и толщине плиты, расчетом проверяют достаточность назначенной толщины капители. Высота второго соответствует высоте верхней части капители и толщине плиты. Высота третьего соответствует толщине плиты. Расчетами по этим сечениям проверяют достаточность назначенных горизонтальных размеров капители.

При расчете на продавливание расчетная сила F от внешней нагрузки принимается равной:

$$F = N_{col,1} - N_{col,2} \quad (1.1)$$

где $N_{col,1}$, $N_{col,2}$ – продольные силы в колонне ниже и выше перекрытия соответственно (рисунок 1.2), определенные расчетом несущей системы здания. Если рассчитывается одноэтажный фрагмент, то $N_{col,2}= 0$ и $F = N_{col,1}$.

Можно также определить значение расчетной силы от внешней нагрузки приближенно:

$$F \approx q \cdot A_q \cdot \gamma_{col} \quad (1.2)$$

где q – расчетная нагрузка перекрытия;

A_q – грузовая площадь колонны;

γ_{col} – коэффициент, учитывающий увеличение усилия в некоторых колоннах рамных систем. Для колонны, расположенной на первой от фасада оси γ_{col} = 1,15, в остальных случаях γ_{col}=1.

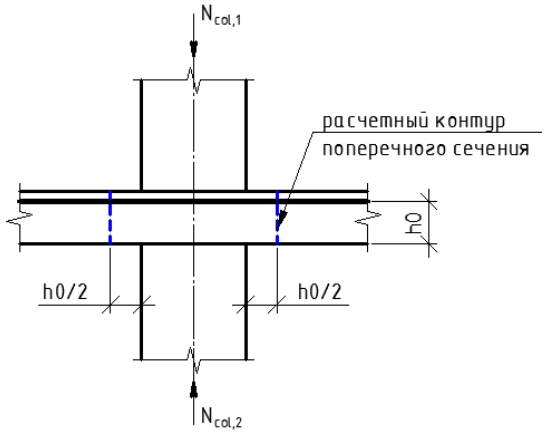


Рисунок 1.2 - Схема усилий при расчете на продавливание

В необходимых случаях расчет на продавливание выполняют с учетом сосредоточенного изгибающего момента M_{loc} в соответствии с указаниями [2].

Количество продольной арматуры в плите перекрытия находят расчетом на действие изгибающих моментов M_x и M_y, действующих в плоскостях параллельных горизонтальным координатным осям X и Y соответственно и определенных расчетом несущей системы здания. Моменты M_x и M_y являются распределенными и имеют размерность кН·м/м.

Можно выделить следующие зоны, отличающиеся значениями изгибающих моментов (рисунок 1.3):

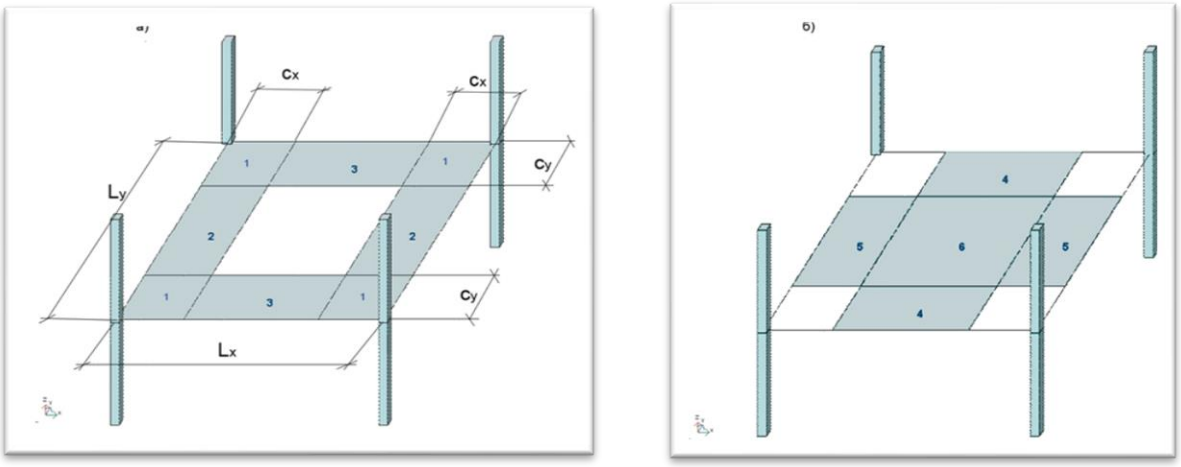


Рисунок 1.3 - Схема зонирования отрицательных (а) и положительных (б) изгибающих моментов

зона 1 – надколонный участок, в пределах которого действуют максимальные по абсолютной величине отрицательные моменты M_x и M_y;

зона 2 – межколонный участок, в пределах которого действуют относительно небольшие отрицательные моменты M_x;

зона 3 – межколонный участок, в пределах которого действуют относительно небольшие отрицательные моменты M_y;

зона 4 – межколонный участок, в пределах которого действуют максимальные по абсолютной величине положительные моменты M_x;

зона 5 – межколонный участок, в пределах которого действуют максимальные по абсолютной величине положительные моменты M_y;

зона 6 – пролетный участок, в пределах которого действуют относительно небольшие положительные моменты M_x и M_y.

3. Пример выполнения работы

3.1 Исходные данные для проектирования перекрытий

Шаг колонн в направлении оси X – 7,2 м, 3 пролета.

Шаг колонн в направлении оси Y – 7,5 м, 3 пролета.

Расстояние от верха до низа плиты перекрытия – 3,5 м.

Назначение здания – административные помещения.

Поперечное сечение колонн – 400×400 мм.

Конструкцию пола выбрать самостоятельно в зависимости от назначения помещения.

Колонны закреплены жестко.

Материалы колонн и перекрытия: бетон В30, арматура А400, А240.

4.1 Сбор нагрузок.

Нагрузки и воздействия на здание определены согласно [1]. В расчетном комплексе «SCAD 21.1» прикладываем *полные расчетные* нагрузки.

1. *Собственный вес*. Определение собственного веса производится программой автоматически с учетом заданных размеров сечений и плотностей элементов.

2. *Постоянная нагрузка от веса конструкции пола*.

В соответствии с [11] и назначением помещения принимаем конструкцию пола (рисунок 3.1).

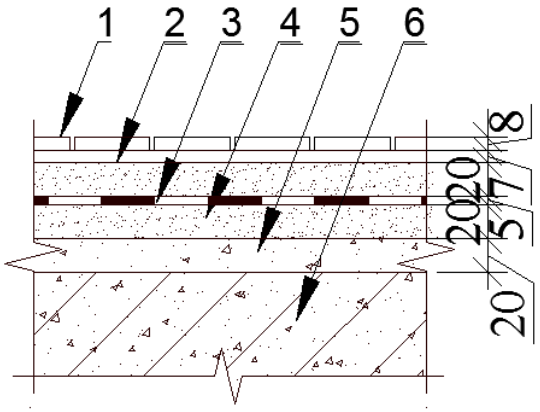


Рисунок 3.1 - Конструкция пола.

1-керамогранитная плитка, 2-плиточный клей, 3-стяжка из цементно-песчаного раствора, 4-2 слоя стеклобита, 5- стяжка из цементно-песчаного раствора, 6-2 слоя клея ПВА, 7-поризованный бетон, 8-железобетонная плита перекрытия.

Для расчета нагрузки воспользуемся программой «ВЕСТ».

Таблица 1 - Собственный вес конструкции пола

Материал	**Распределенная нагрузка (кН/м^2)**	**Объемный вес (кН/м^3)**	**Толщина (м)**	**γ_f**
Поризованный бетон по средней плотности D800	---	7,848	0,02	1,2
Цементно-песчаный раствор	---	17,658	0,02	1,3
Цементно-песчаный раствор	---	17,658	0,02	1,3
2 слоя стеклобита толщиной 5 мм	0,059	---	---	1,3
Керамогранитная плитка	---	23,544	0,02	1,1

Нормативная нагрузка	1,393 кН/м^2
Расчетная нагрузка	1,701 кН/м^2

Для получения единого для всего пакета коэффициента надежности по нагрузке γ_f (γ_f необходимо при задании расчетных сочетаний усилий) нужно расчетную нагрузку разделить на нормативную. Для нашего варианта:

γ_f = 1,701/1,393 = **1,221**

3. *Временная нагрузка*.

Временную нагрузку задаем в соответствии с нормами [1] для заданного назначения помещения.

Временная нагрузка для административных помещений:

- полная нормативная нагрузка - 1,962 кН/м^2;

- полная расчетная нагрузка - 2,354 кН/м^2;

- коэффициент надежности по нагрузке – 1,2.

В вариантах заданий с проемом для лестницы необходимо дополнительно приложить постоянную и временную нагрузки от лестничного марша.

Полученная нагрузка сведена в таблицу 1

Таблица 2 - Нагрузка на 1 м^2 перекрытия

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м^2	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная нагрузка, кН/м^2
Постоянная			
Собственный вес монолитной плиты перекрытия h_f = 180 мм, γ = 25 кН/м^3	4,5	1,1	4,95
Вес конструкции пола	1,393	1,221	1,701
Итого постоянная нагрузка **g**	5,893		6,651
Временная			
Полезная с учетом коэффициента (пониженное значение)	1,962 (0,687)	1,2	2,35 (0,82)
Итого временная нагрузка **v** (пониженное значение $\mathbf{v_{lon}}$)	1,962 (0,687)		2,35 (0,82)
полная			
полная нагрузка **q = g + v** (в том числе длительная $\mathbf{q_{lon}}$)	**7,855** (6,58)		**9,00** (7,471)

Характеристика материалов для плиты перекрытия.

Бетон тяжелый класса по прочности на сжатие В30. Характеристики:

$R_{b,n}$=22,0 МПа =22,0×10^3 кН/м^2 =2,2 кН/см^2,

$R_{bt,n}$ =1,75 МПа = 1,75×10^3 кН/м^2 = 0,175 кН/см^2 (таблица 6.7 [2]);

R_b = 17,0 МПа = 17,0×10^3 кН/м^2 = 1,7 кН/см^2 (таблица 6.8 [2]),

R_{bt} = 1,15 МПа = 1,15×10^3 кН/м^2 = 0,115 кН/см^2 (таблица 6.8 [2]);

γ_{b1} = 1,0 – коэффициент, учитывающий влияние длительности действия статической нагрузки (п. 6.1.12 [2]).

Начальный модуль упругости $E_b = 32,5\times10^{-3}$ МПа (таблица 6.11 [2]).

При продолжительном действии нагрузки значение начального модуля деформаций бетона определяем по формуле [2]:

$$E_{b,\tau} = \frac{E_b}{1+\varphi_{b,cr}} \quad (3.1)$$

где $\varphi_{b,cr} = 2,3$ – коэффициент ползучести (таблица 6.12 [2]).

Подставляем значения в формулу (3.1):

$E_{b\tau} = 32,5\times10^{3}$: (1+2,5)=$9,28\times10^{-3}$ МПа,

Арматура класса А400 по ГОСТ 34028-2016. Характеристики:

R_{sn}= 400 МПа = 40,0 кН/см^2, R_s= 350 МПа= 35,0 кН/см^2,

R_{sw}= 280 МПа = 28,0 кН/см^2 (таблицы 6.13; 6.14 и 6.15 [2]).

4. Перекрытие с капителями

4.1 Конструирование перекрытия

Форма перекрытия принимается по заданию в соответствии с вариантом.

На рисунке 5.1 показана конструкция перекрытия.

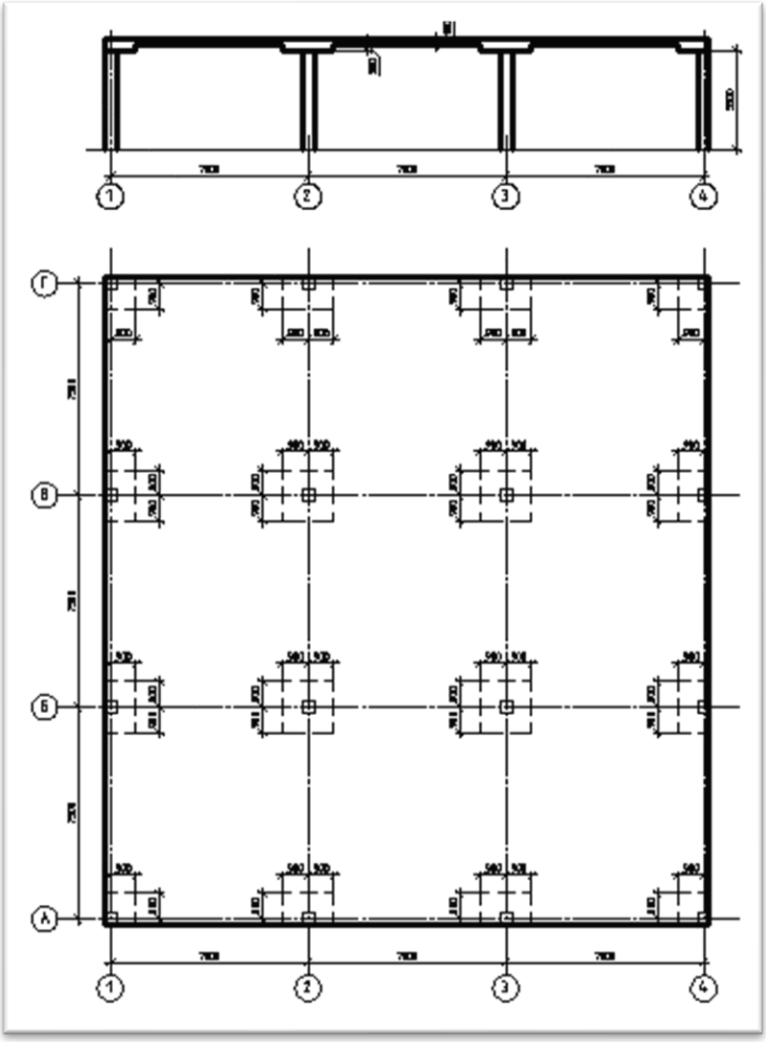


Рисунок 5.1 – Конструкция перекрытия с капителями

Для формирования размеров капителей необходимо соблюдать конструктивные требования (см.выше), толщину плиты перекрытия принимаем 180 мм. Для определения толщины капители необходимо выполнить расчет на продавливание.

4.2 Расчет на продавливание.

Расчет на продавливание производим для железобетонной плиты перекрытия при действии на неё (нормально к плоскости элемента) местных концентрированно приложенных усилий - сосредоточенной силы и изгибающего момента [5].

Производим расчет плиты перекрытия в зоне опирания на наиболее нагруженную колонну. В данном примере примем зону опирания на колонну в осях Б/2.

Значение сосредоточенной продавливающей силы F от внешней нагрузки для колонны определяем по приближенной формуле:

$$F \approx \gamma_n \cdot q \cdot A_q \cdot \gamma_{col} \quad (5.1)$$

где γ_n= 0,95 – коэффициент надежности по ответственности проектируемого здания по [1],

A_q – грузовая площадь колонны;

γ_{col} = 1,15 – коэффициент, учитывающий увеличение усилия в первой от фасада колонне рамных систем.

Подставляем значения в формулу (5.1):

$F = 0,95 \cdot 9,0 \cdot 7,2 \cdot 7,5 \cdot 1,15 = 530,96$ кН

Результаты выполненных расчетов фрагмента свидетельствуют, что возникающие в рассматриваемой колонне изгибающие моменты малы и поэтому не учитываем их при оценке несущей способности на продавливание данного участка перекрытия, расчет выполняем только при действии сосредоточенной силы.

Предельное усилие $F_{b,ult}$, воспринимаемое бетоном, определяем по формуле:

$$F_{b,ult} = \gamma_{b1} \cdot R_{bt} \cdot A_b \quad (5.2)$$

где A_b – площадь расчетного поперечного сечения, определяем по формуле:

$$A_b = u \cdot h_0 \quad (5.3)$$

где h_0 – приведенная рабочая высота сечения перекрытия, h_0 = 0,16 м;

u - периметр контура расчетного поперечного сечения, расположенного на расстоянии $0,5h_o$ от границы площадки опирания сосредоточенной силы F. При размерах прямоугольной площадки опирания a x b периметр находим по формуле:

$$u = 2(a+b+2h_o) \quad (5.4)$$

Схема для расчета железобетонных элементов на продавливание показана на рисунке 5.2.

Подставляем значения в формулу (5.4). При поперечном сечении колонны 0,4×0,4 м получаем:

$u = 4 \cdot (0,4 + 0,16) = 2,24$ м

Подставляем значения в формулы (5.2), (5.3):

$A_b = 2,24 \cdot 0,16 = 0,36$ м^2

$F_{b,ult} = 0,9 \cdot 1,15 \cdot 10^3 \cdot 0,36 = 372$ кН

Поскольку F = 530,96 кН > $F_{b,ult}$ = 372 кН – несущая способность сплошного перекрытия на продавливание не обеспечена.

Увеличиваем толщину плиты в зоне колонны.

Принимаем h = 30 см, h_0 = 27 см, u = 4· (0,4 + 0,27) = 2,68 м. Подставляем значения в формулы (5.2), (5.3):

$A_b = u \cdot h_0 = 2,68 \cdot 0,27 = 0,72$ м^2

$F_{b,ult} = 0,9 \cdot 1,15 \cdot 10^3 \cdot 0,72 = 745,2$ кН

Поскольку F = 530,96 кН < $F_{b,ult}$ = 745,2 кН – несущая способность сплошного перекрытия на продавливание обеспечена.

Зона продавливания армируется конструктивно (8.1.46 [2]), принимаем арматуру диаметром 8 А400. С учетом шага стержней не более $1/3h_0$, принимаем S = 50 мм. Ширина зоны постановки поперечной арматуры должна быть не менее $1,5h_0$ от контура площадки приложения нагрузки, принимаем 450 мм в каждую сторону.

На рисунке 5.2 показана схема для расчета плиты перекрытия на продавливание, а также нормы проектирования при установке поперечной арматуры.

Аналогично необходимо проверить прочность перекрытия на продавливание в зоне всех колонн; для колонн, расположенных по фасадным осям, в особенности – для угловых колонн, расчет следует выполнять с учетом изгибающих моментов. В данном проекте расчет на продавливание выполняем только для наиболее нагруженной колонны.

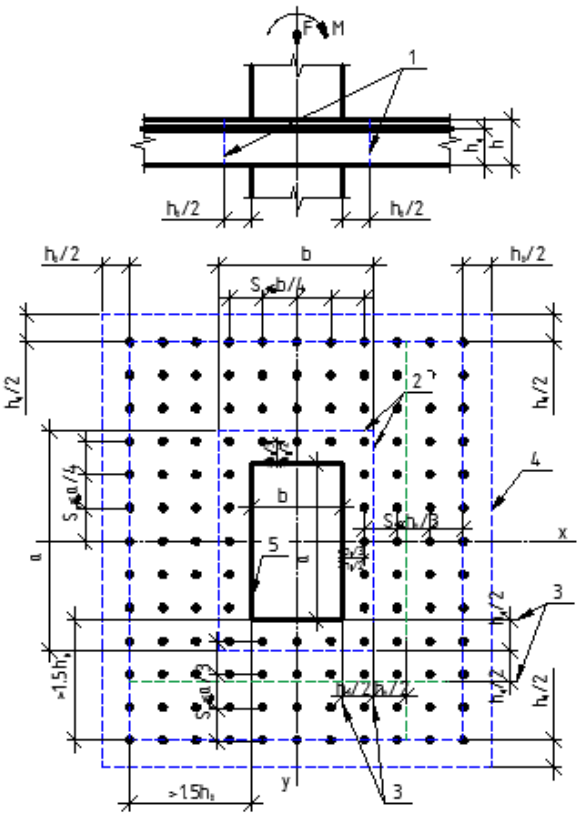


Рисунок 5.2 – Схема для расчета плиты перекрытия на продавливание.

1-расчетное поперечное сечение; 2- контур поперечного сечения; 3- границы зоны, в пределах которых в расчете учитывается поперечная арматура; 4-контур расчетного поперечного сечения без учета в расчете поперечной арматуры; 5-контур площадки приложения нагрузки.

4.3 Формирование расчетной схемы монолитного перекрытия с капителями в программе «SCAD 21.1»

Расчетная схема определена как система с признаком 5. Это означает, что рассматривается система общего вида, деформации которой и ее основные неизвестные представлены линейными перемещениями узловых точек вдоль осей X, Y, Z и поворотами вокруг этих осей.

1. Задание жесткостных характеристик.

Для предварительного назначения жесткостных характеристик воспользуемся рекомендациями п.6.2.7 [3]. На первой стадии расчета для определения

вертикальных перемещений принимаем пониженные значения жесткостей элементов конструктивной системы:

- для вертикальных конструкций выполним замену начального модуля упругости бетона модулем деформаций с коэффициентом перехода, равным 0.6, то есть модуль деформаций для колонн составит 21600 МПа;

- для плиты перекрытия коэффициент перехода примем равным 0.2, предполагая что трещины образуются, тогда модуль деформаций на начальном этапе расчета составит 7200 МПа.

Общий вид расчетной модели показан на рисунках 5.3; 5.4.

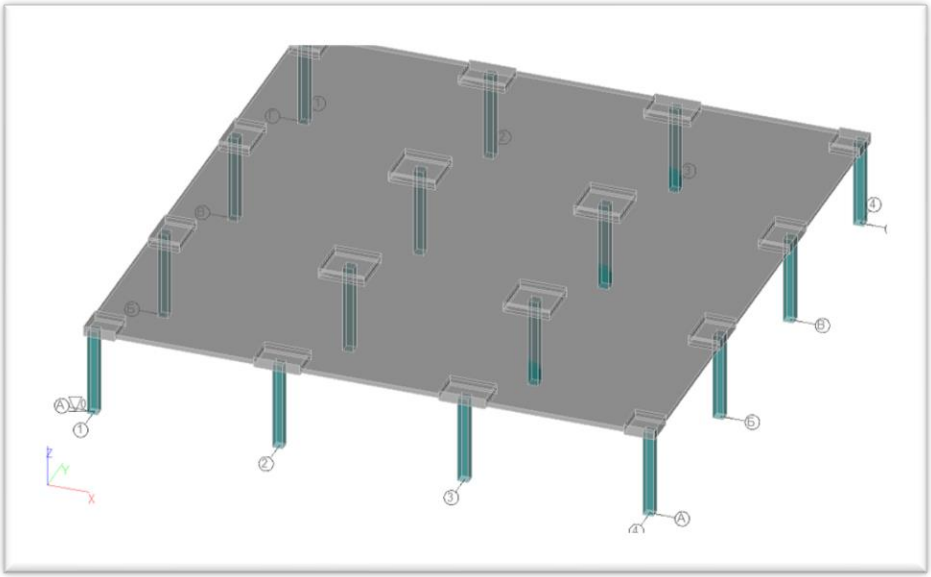


Рисунок 5.3 - Расчетная схема в программе «Форум»

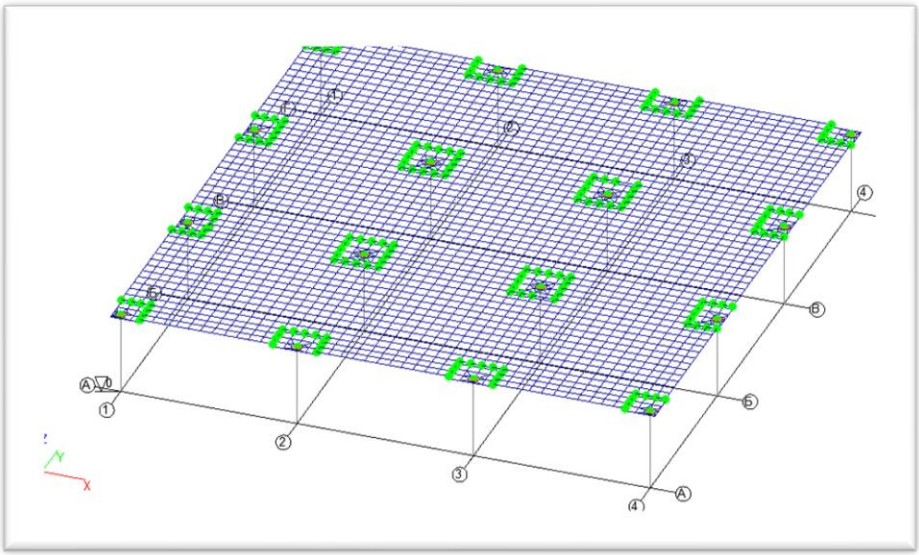


Рисунок 5.4 - Расчетная схема в программе «SCAD 21.1»

После формирования расчетной схемы необходимо приложить нагрузки к конструктивным элементам.

2. Задание нагрузок и граничных условий.

В учебных целях узлы колонн закрепляем по всем направлениям, колонны жестко защемлены в фундаменте (рисунок 5.5).

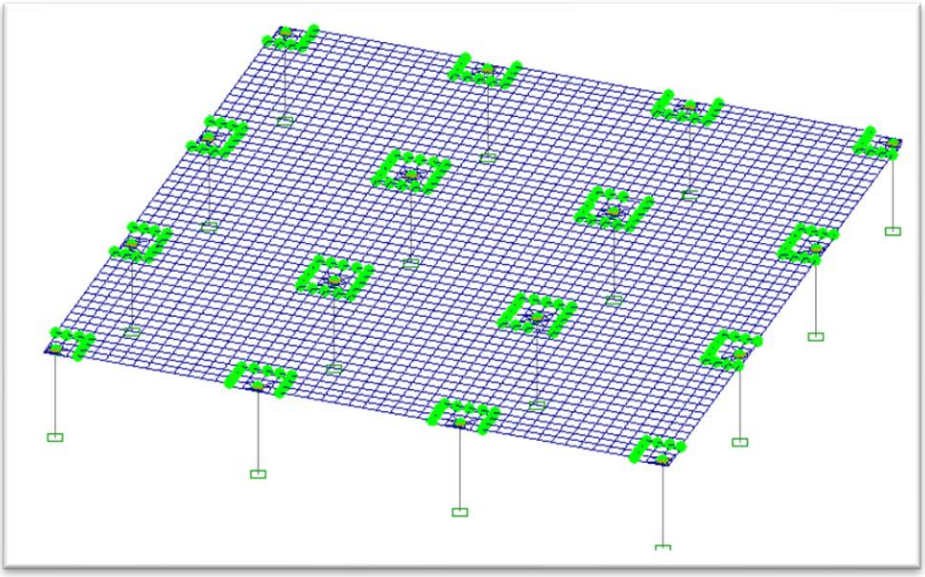
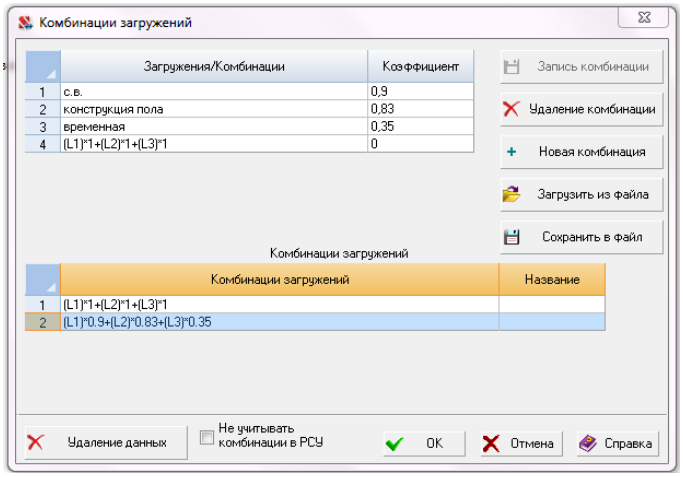


Рисунок 5.5 - Граничные условия

Загружения формируем согласно проведенному ранее анализу нагрузок.

3. Формирование расчетных сочетаний усилий и комбинации загружений.

Для анализа результатов расчета в графической форме составляем комбинации загружений, расчетных сочетаний усилий. Комбинации сформированы как для расчетных (для оценки НДС конструкций и выполнения поверочных расчетов), так и для нормативных значений нагрузок (для оценки прогибов, перемещений, трещиностойкости).



Пояснения. *После завершения формирования расчетной схемы необходимо выполнить линейный расчет.*

Протокол расчета содержит информацию о ходе расчета, о количестве узлов и элементов в задаче, суммарные нагрузки на расчетную схему по каждому загружению, а также ошибки, которые могут возникать при решении задачи.

Протокол расчета *необходимо разместить в пояснительной записке к курсовому проекту.*

После получения результатов деформированной модели здания необходимо выполнить перерасчет жесткостных характеристик в зависимости от стадии работы конструкции и армирования.

4.4 Расчет по образованию трещин.

Анализируем изгибающие моменты, полученные в программе «SCAD 21.1», для конструктивной ячейки в осях «Б-В» / «3-4» (рисунки 5.6; 5.7).

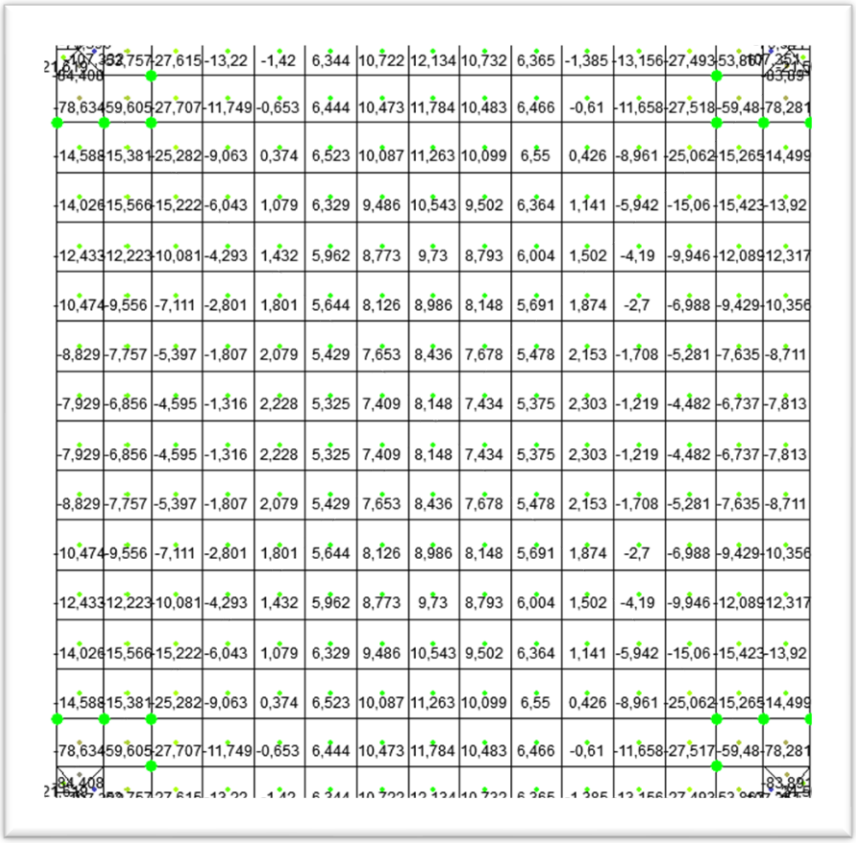


Рисунок 5.6 - Участок перекрытия в осях «Б–В»/»3–4». Значения моментов M_x (кН·м/м)

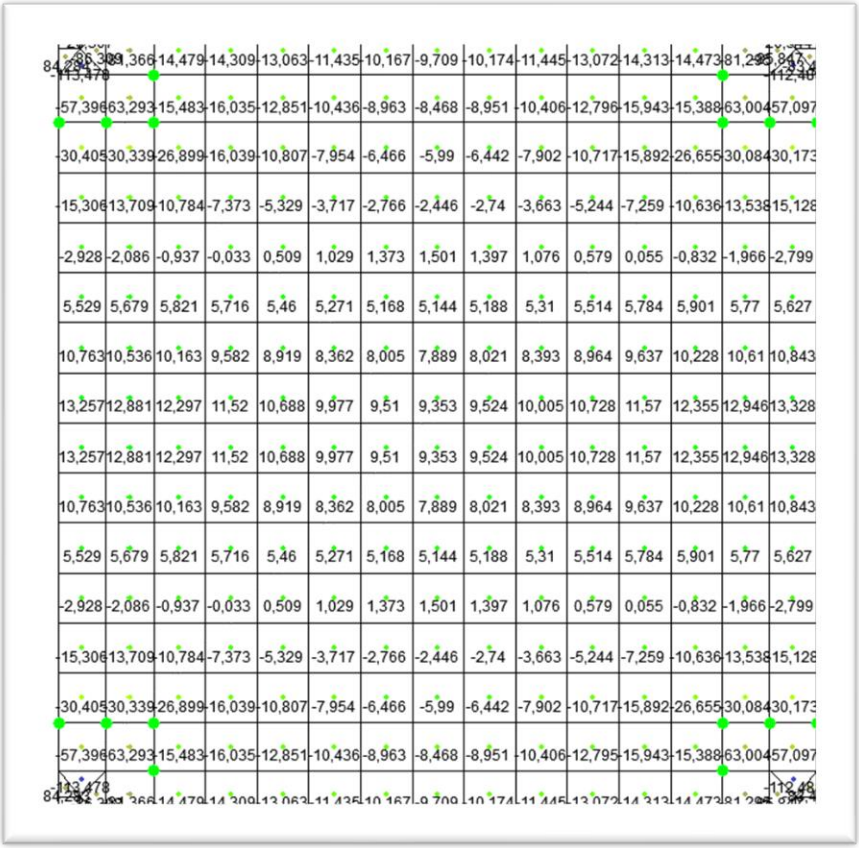


Рисунок 5.7 - Участок перекрытия в осях Б–В/3–4. Значения моментов M_y (кН·м/м)

Рассмотрено расчетное сечение, в зоне 1 (рисунок 1.3), в котором действует максимальный момент от расчетных нагрузок $M_y(q)$ = 139,16 кН·м/м. В расчетах трещиностойкости ширину расчетного сечения принимаем равной шагу сетки конечных элементов b = S_x = 0,5 м, при этом значение момента от полной нормативной нагрузки q_n = 7,855 кН/м^2 вычисляем по формуле:

$$M_{y\,(qn)} = \gamma_n \cdot M_{y(q)} \cdot S_x \cdot \frac{q_n}{q} \qquad (5.5)$$

Подставляем значения в формулу (5.5)

$$M_{y\,(qn)} = 0{,}95 \cdot 139{,}16 \cdot 0{,}5 \cdot \frac{7{,}855}{9{,}0} = 57{,}69\text{кН} \cdot \text{м}$$

Момент образования трещин по п.п. 8.2.11 [2] определяем по формуле:

$$M_{crc} = \gamma_{b1} \cdot R_{btn} \cdot W; \qquad (5.6)$$

где $W = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{0{,}5 \cdot 0{,}3^2}{6} = 0{,}0075$ м^3 – момент сопротивления расчетного сечения, в запас надежности определенный без учета арматуры и неупругих деформаций растянутого бетона;

b = 0,5 м – ширина расчетного сечения;

h = 0,3 м – толщина плиты перекрытия в зоне колонны.

Подставляем значения в формулу (5.6):

M_{crc} = 0,9·1,75·10^3·0,0075 = 11,81 кН·м/м

Т.к. $M_{y,max}$ (q_n) = 57,69 кН·м > M_{crc} = 11,81 кН·м, трещины в расчетном сечении образуются, необходимо выполнить расчет по раскрытию трещин.

Расчет по раскрытию трещин.

Расчет ведем в соответствии с [2], [5].

Ширину раскрытия трещин a_{crc} определим по формуле с учетом рекомендаций п.п. 8.2.15 [2] :

$$a_{crc} = \varphi_1 \cdot \varphi_2 \cdot \varphi_3 \cdot \psi_s \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot l_s \qquad (5.7)$$

где φ_1 – коэффициент, учитывающий продолжительность действия нагрузки, принимаемый равным φ_1 = 1,0 при непродолжительном действии нагрузки и φ_1 = 1,4 при продолжительном действии нагрузки;

φ_2 – коэффициент, учитывающий профиль продольной арматуры, для

арматуры периодического профиля $\varphi_2 = 0,5$;

φ_3 – коэффициент, учитывающий характер нагружения, для изгибаемых элементов $\varphi_3 = 1,0$;

ψ_s – коэффициент, учитывающий неравномерное распределение относительных деформаций растянутой арматуры между трещинами. Определяем по формуле:

$$\psi_s = 1 - \frac{0,8 \cdot M_{crc}}{M_{y(qn)}} \quad (5.8)$$

Принимая при вычислении ψ_s в запас надежности момент от полной нормативной нагрузки $M_{y(qn)} = 57,65$ кН·м, подставляя значения в формулу (5.8), получим:

$$\psi_s = 1 - \frac{0,8 \cdot 11,81}{57,65} = 0,84$$

σ_s – напряжения в растянутой арматуре. Принимаем по формуле:

$$\sigma_s = \frac{M_{y(qn,lon)}}{z_s \cdot A_s} \quad (5.9)$$

$z_s \approx 0,7 \cdot h_{0y} = 0,7 \cdot 0,27 = 0,189$ м – плечо внутренней пары;

$E_s = 2 \cdot 10^5$ МПа $= 20 \cdot 10^3$ кН/см^2 – модуль упругости арматуры;

l_s – базовое расстояние между трещинами; по п. 8.2.17 [2] значение l_s следует принимать не более $40 \cdot d_s = 40 \cdot 0,010 = 0,40$ м, вычисляем по формуле:

$$l_s = 0,5 \cdot (A_{bt}/A_s) \cdot d_s \quad (5.10)$$

где d_s – диаметр стержня;

A_{bt} – площадь сечения растянутого бетона; в первом приближении принимаем:

$A_{bt} \approx b \cdot h_f / 2 = 0,5 \cdot 0,3 : 2 = 0,075$ м^2 $= 750$ см^2 ;

$A_s = 7,85 \cdot S_x = 7,85 \cdot 0,5 = 3,925$ см^2 – площадь сечения растянутой арматуры (принимаем Ø10 А400, $A_{sØ10} = 7,85$ см^2) в пределах ширины расчетного сечения, равного шагу сетки конечных элементов.

Подставляем значения в формулу (5.10):

$l_s = 0,5 \cdot (750 : 3,925) \cdot 0,01 = 0,96$ м, принимаем $l_s = 0,40$ м;

Подставляем значения в формулу (5.7):

a_{crc} = ($\varphi_1 \cdot \sigma_s \cdot 0{,}5 \cdot 1{,}0 \cdot 0{,}84 \cdot 0{,}40$) : $20 \cdot 10^3$ = $\varphi_1 \cdot \sigma_s \cdot 0{,}0084 \cdot 10^{-3}$ (м) =

= $\varphi_1 \cdot \sigma_s \cdot 0{,}0084$ (мм),

Ширину продолжительного раскрытия трещин $a_{crc,1}$ при действии постоянных и временных длительных нагрузок $q_{n,lon}$ = 6,58 кН/м^2 определяем с учетом соответствующих параметров:

φ_1= 1,4.

$$M_{y(qn,lon)} = \gamma_{nм} \cdot M_{y(qn)} \cdot \frac{q_{n,lon}}{q_n} \qquad (5.11)$$

Подставляем значения в формулу (5.11):

$$M_{y(qn,lon)} = 0{,}95 \cdot 57{,}65 \cdot \frac{6{,}58}{7{,}471} = 48{,}23 кН \cdot м$$

Подставляем значения в формулу (5.9):

$$\sigma_s = \frac{48{,}23}{0{,}189 \cdot 3{,}925} = 65{,}0 кН/см^2$$

Подставляем значения в формулу (5.7):

$a_{crc,1} = \varphi_1 \cdot \sigma_s \cdot 0{,}0084 = 1{,}4 \cdot 65{,}0 \cdot 0{,}0084 = 0{,}76$ мм

Т.к. $a_{crc,1}$ = 0,76 мм > $a_{crc,ult}$ = 0,3 мм – ширина раскрытия трещин не удовлетворяет требованиям норм из условия обеспечения сохранности арматуры.

Поэтому увеличиваем диаметр продольной рабочей арматуры. Принимаем на опоре Ø20 А400 ($A_{sØ20}$ =31,42 см^2) с шагом 100 мм и выполняем перерасчет ширины раскрытия трещин.

$l_s = 0{,}5 \cdot (750 : 15{,}71) \cdot 0{,}02 = 0{,}48$ м;

$40 \cdot d_s = 40 \cdot 0{,}020 = 0{,}80$ м, принимаем l_s = 0,48 м;

A_{bt} – площадь сечения растянутого бетона; в первом приближении принимаем:

$A_{bt} \approx b \cdot h_f / 2 = 0{,}5 \cdot 0{,}3 : 2 = 0{,}075$ м^2 = 750 см^2 ;

$A_s = 31{,}42 \cdot S_x = 31{,}42 \cdot 0{,}5 = 15{,}71$ см^2 – площадь сечения растянутой арматуры в пределах ширины расчетного сечения, равного шагу сетки конечных элементов.

σ_s = 48,23 / (0,189 · 15,71) = 16,24 кН / см^2

$a_{crc} = 1{,}4 \cdot 0{,}5 \cdot 1{,}0 \cdot 0{,}84 \cdot \frac{16{,}24}{20 \cdot 10^3} \cdot 0{,}48 = 0{,}23 \cdot 10^{-3} = 0{,}23$ мм

Т.к. $a_{crc,1}$ = 0,23 мм < $a_{crc,ult}$ = 0,3 мм – ширина раскрытия трещин удовлетворяет требованиям норм из условия обеспечения сохранности арматуры.

Ширину раскрытия трещин во всех зонах плиты перекрытия в рамках курсового проекта не рассчитываем.

В примере настоящих методических указаний диаметр продольной рабочей арматуры был увеличен во всех зонах плиты до Ø 20 без перерасчета.

Поскольку постоянные и временные длительные нагрузки составляют около 90 % от полных, определять ширину непродолжительного раскрытия трещин нет необходимости.

5.5 Расчет по деформациям

Выполним проверку прогиба плиты перекрытия при действии постоянных и длительных нормативных нагрузок (от комбинации №2), при пониженных значениях жесткостей. На рисунке 5.8 показаны прогибы (вертикальные перемещения) от комбинации загружений №2 при пониженных значениях жесткостей элементов.

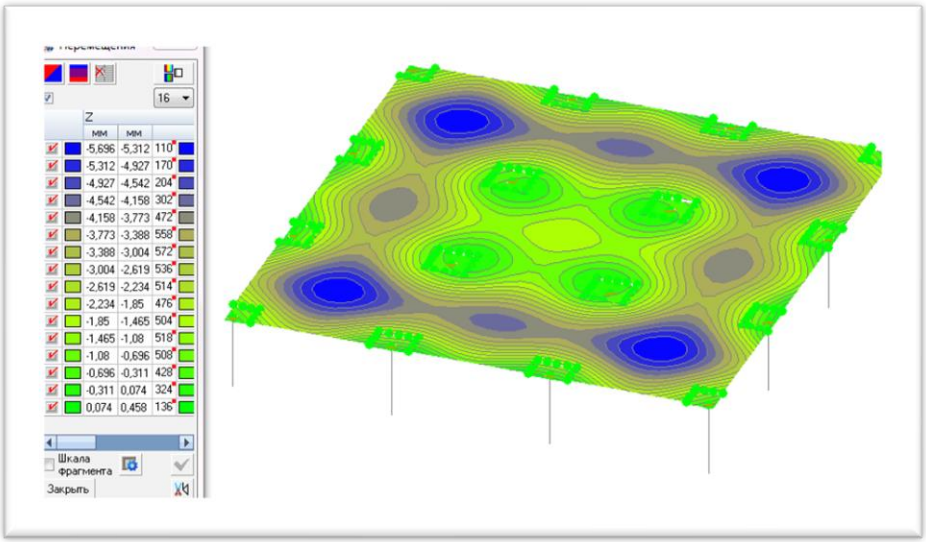


Рисунок 5.8 - Перемещения по Z

Наибольшее значение перемещения составило 5,696 мм.

Предельный прогиб по табл. Д.1 [1] при пролете, равном расстоянию между колоннами по диагонали L = 10,4 м, составляет:

$f_u = L_d/212 = 10400 : 212 = 49{,}0$ мм.

Поскольку $f_n = 5{,}696$ мм $< f_u = 49{,}0$ мм, жесткость перекрытия удовлетворяет требованиям норм.

На рисунке 5.9 показано деформирование расчетной схемы.

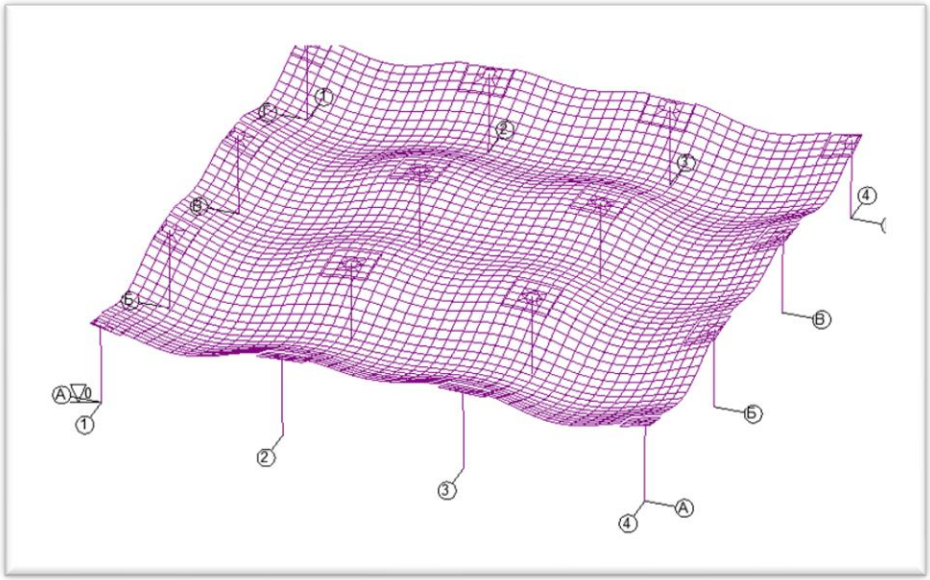


Рисунок 5.9 - Деформирование расчетной схемы

5.6 Анализ внутренних усилий.

Для анализа внутренних усилий вернемся в расчетную схему и назначим элементам жесткости с нормативным модулем упругости. Выполним линейный расчет. Изгибающие моменты вдоль буквенных осей (M_x) показаны на рисунке 5.10, вдоль цифровых осей (M_y) показаны на рисунке 5.11.

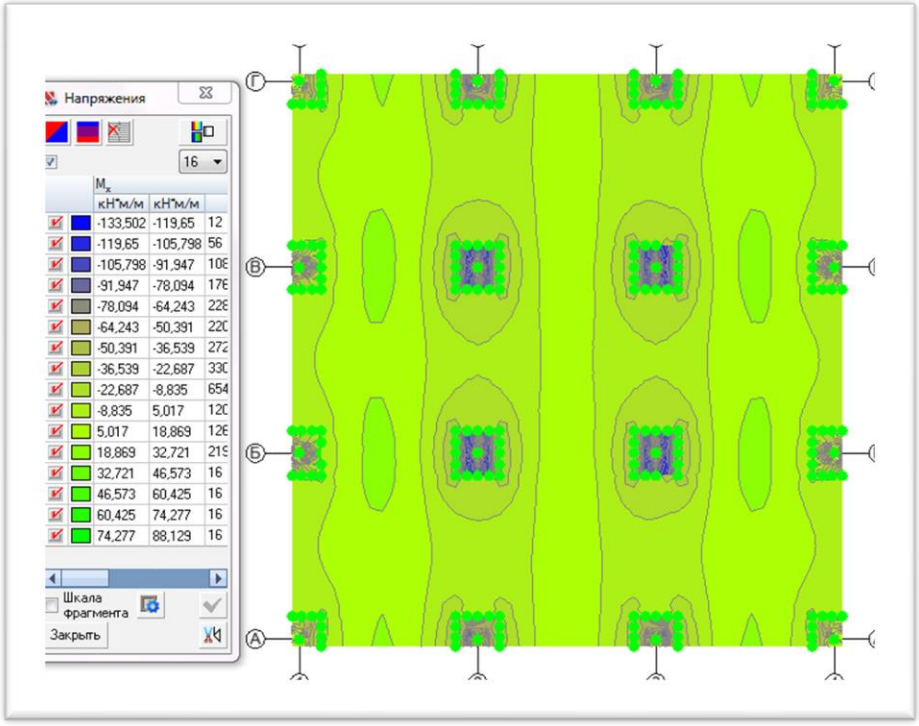


Рисунок 5.10 – Изополя изгибающих моментов M_x

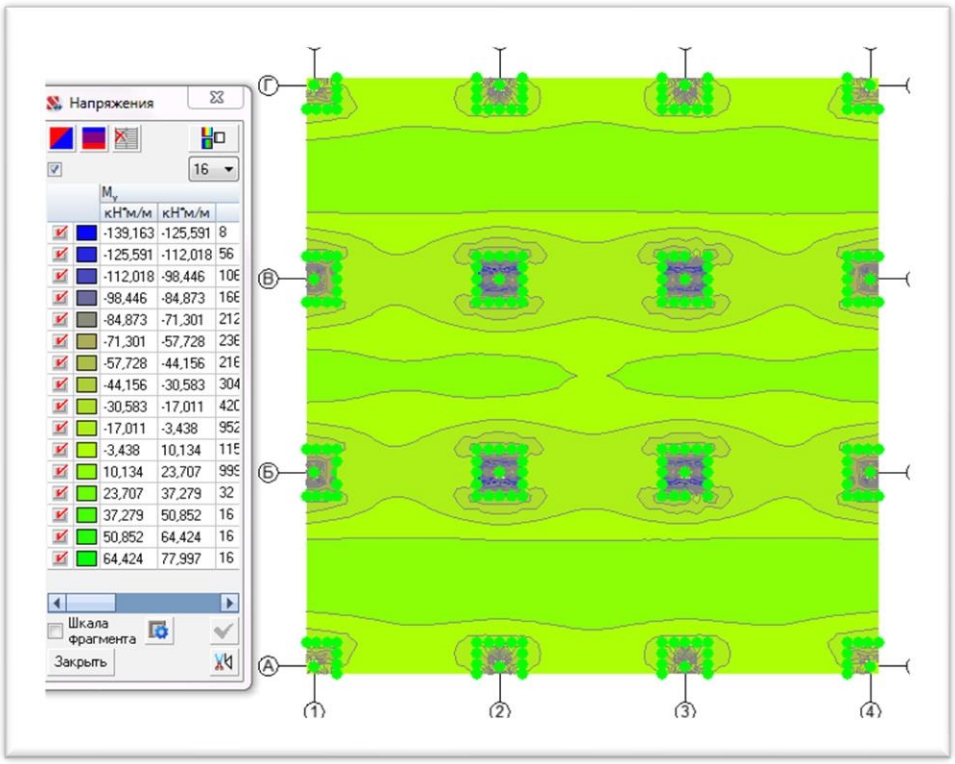


Рисунок 5.11 – Изополя изгибающих моментов M_y

Существенные изгибающие моменты М возникают только в зонах колонн.

На рисунках 5.12, 5.13, 5.14 показаны продольные усилия в колоннах при рассматриваемом сочетании нагрузок.

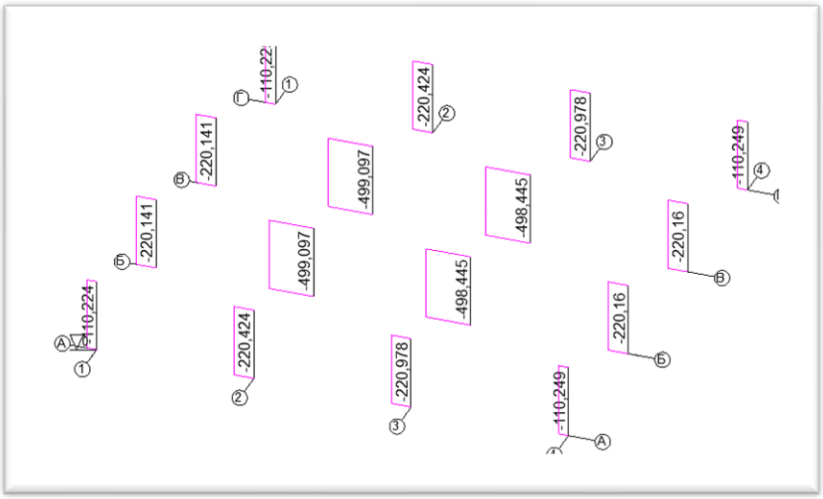


Рисунок 5.12 – Продольные усилия в колоннах N, кН

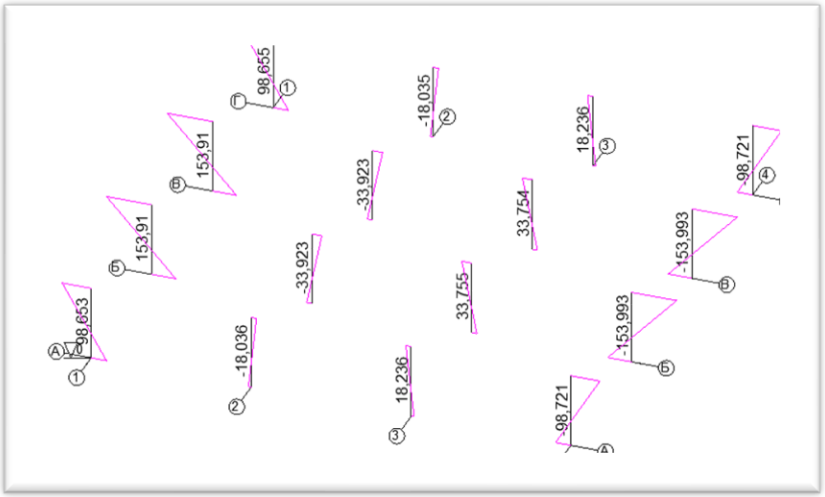


Рисунок 5.13 – Изгибающие моменты в колоннах M_y, кН·м

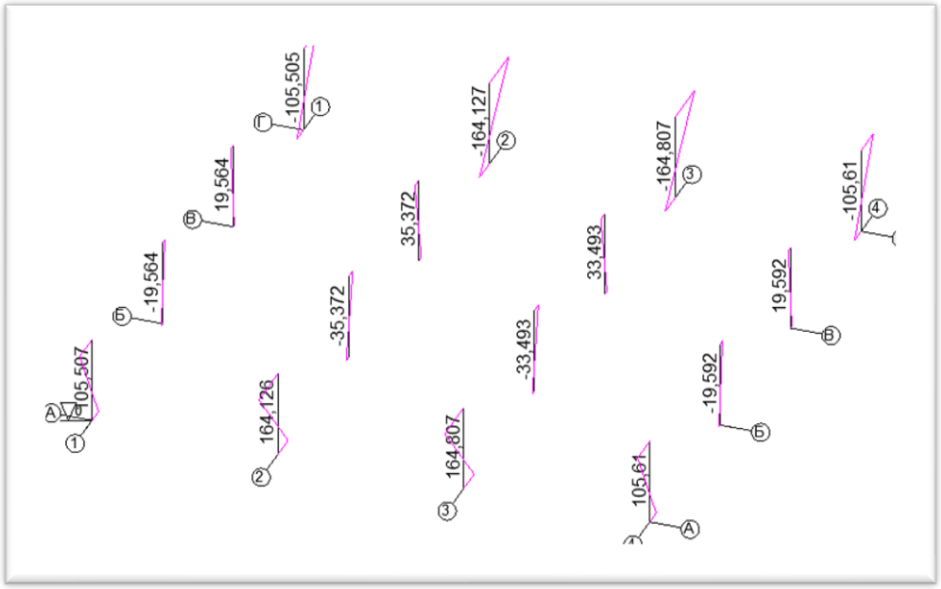


Рисунок 5.14 – Изгибающие моменты в колоннах M_z, кН·м

Наибольшие продольные усилия составили 499,097 кН, изгибающие моменты вдоль буквенных осей - 153,993 кН·м (рисунок 3.14), вдоль цифровых осей - 164,807 кН·м (рисунок 3.15).

5.7 Определение требуемого армирования конструктивных элементов схемы

5.7.1 Армирование плиты перекрытия.

В качестве основного армирования плиты перекрытия примем минимально возможное армирование из соображений технологии производства работ - диаметром 10 мм А400С шагом 200 мм, что отвечает требованиям минимального

процента армирования 0.2%.

Процент армирования рассчитаем по формуле:

$$\mu = \frac{A_S}{b \cdot h_0} \qquad (5.12)$$

Подставляем значения в формулу (5.12)

$$\mu = \frac{0{,}785 \cdot 10^{-4}}{0{,}2 \cdot 1 \cdot (0{,}18 - 0{,}03)} = 0{,}26\% > 0.2\%$$

Полученное армирование вдоль оси X в нижней зоне плиты приведено на рисунке 5.15. Дополнительное армирование требуется в межколонных полосах - до d16 шагом 200 мм.

На рисунке 5.16 показаны изополя требуемого армирования вдоль оси У в нижней зоне плиты в межколонных полосах плиты. Дополнительное армирование требуется в пролетах - до d16 шагом 200 мм.

Полученное армирование вдоль оси X в верхней зоне приведено на рисунке 5.17. Дополнительное армирование требуется в зоне колонн - до d22 с шагом 200 мм. Близкая картина распределения требуемого армирования наблюдается в ортогональном направлении - на рисунке 5.18 показаны изополя требуемого армирования вдоль оси У в верхней зоне плиты. Дополнительное армирование требуется в зоне колонн - до d22 с шагом 200 мм.

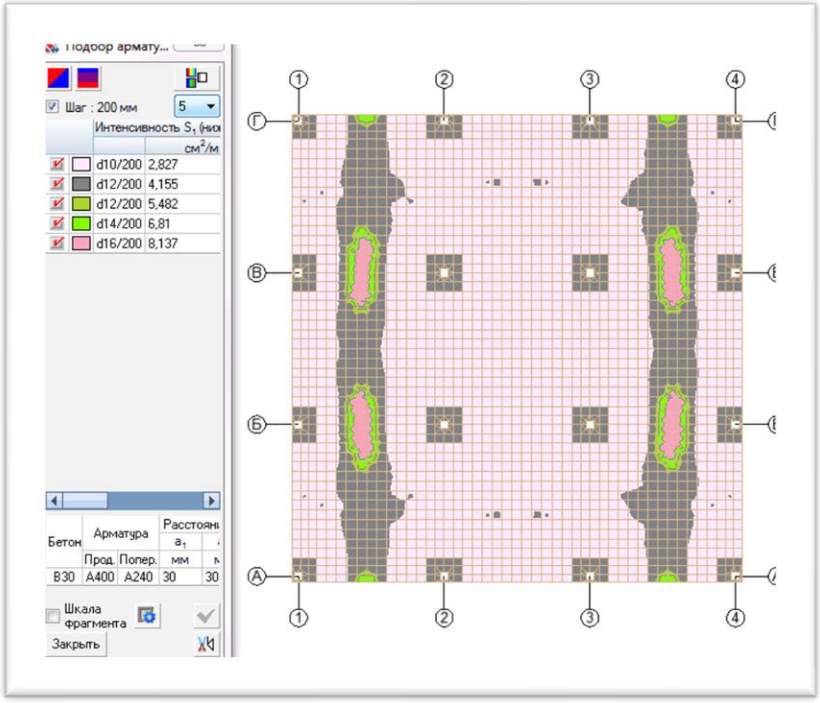


Рисунок 5.15 – Плита перекрытия. Изополя требуемого армирования

в нижней зоне вдоль оси X

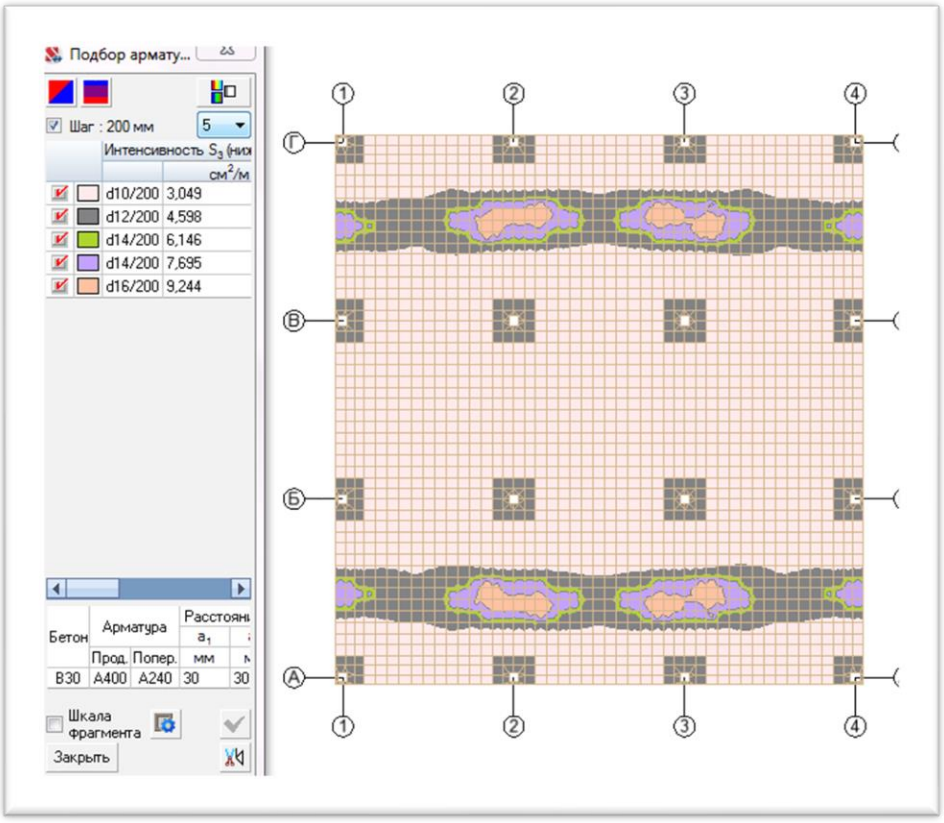


Рисунок 5.16 – Плита перекрытия. Изополя требуемого армирования в нижней зоне вдоль оси У

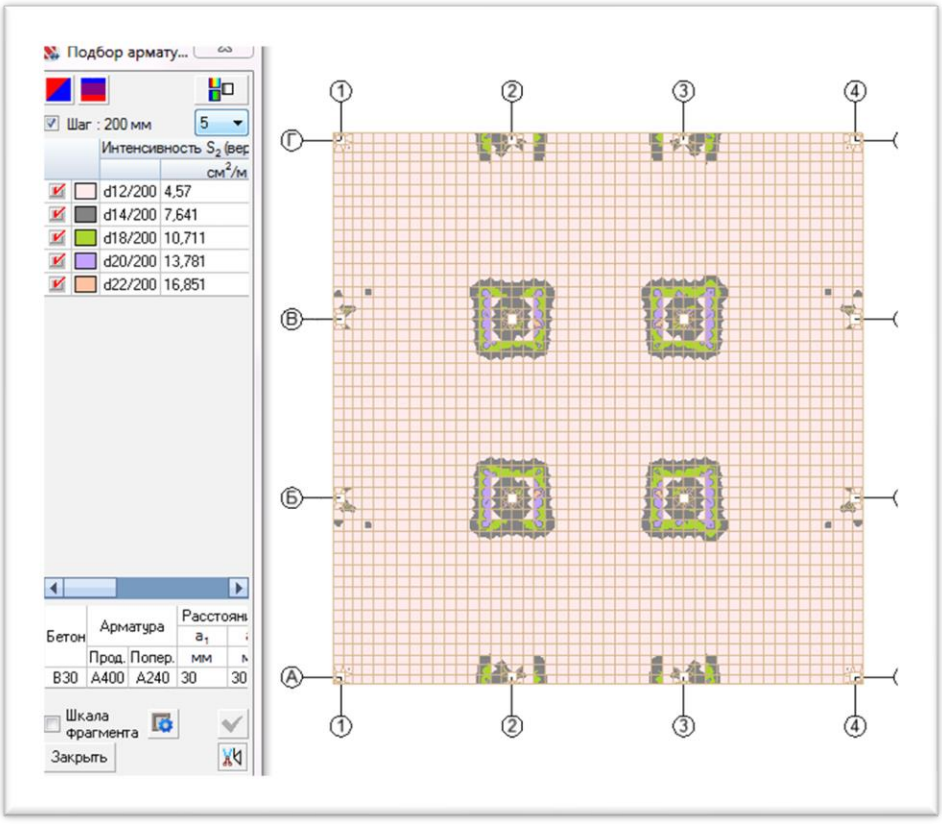


Рисунок 5.17 – Плита перекрытия. Изополя требуемого армирования

в верхней зоне вдоль оси X

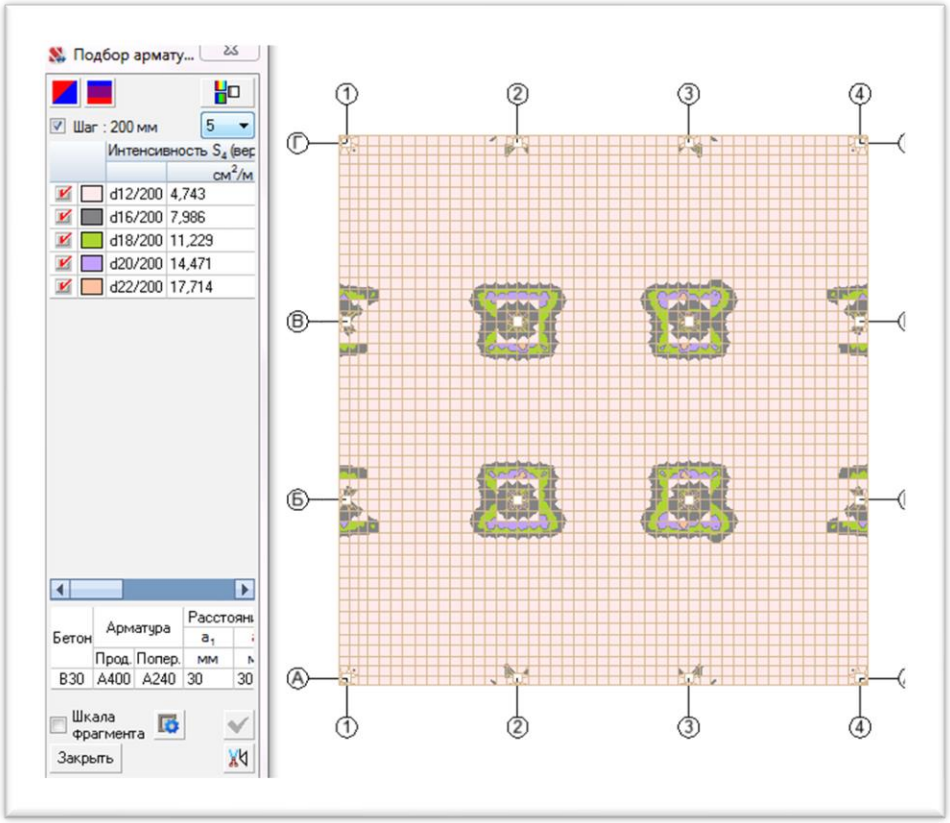


Рисунок 5.18 – Плита перекрытия. Изополя требуемого армирования в верхней зоне вдоль оси У

5 Графическое оформление результатов расчета плиты перекрытия

Разработка рабочих чертежей схем армирования плиты перекрытия с капителями является конечной целью произведенных конструктивных расчётов. Чертежи должны полностью соответствовать результатам расчёта. При этом необходимо учесть конструктивные требования в соответствии с [4], увязать все размеры на схемах армирования и на чертежах арматурных изделий.

Чертежи схем армирования и арматурных изделий должны быть выполнены с соблюдением требований к оформлению по ГОСТ [12].

Примеры выполнения рабочих чертежей армирования конструктивных элементов приведены в приложении 3.

Список используемых источников

1. СП 20.13330.2016 «Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*» С изменениями: (5 июля 2018 г., 28 января 2019 г.)
2. СП 63.13330.2018. «СНиП 52-01-2003 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения». Минстрой России 2018
3. СП 52-103-2007 «Железобетонные монолитные конструкции зданий». - М.: ГУП «НИИЖБ», ФГУП ЦПП, 2007
4. ПОСОБИЕ по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона без предварительного напряжения арматуры (к СП 52-101-2003). // ЦНИИ промзданий, НИИЖБ. – М.: ОАО " ЦНИИ Промзданий", 2005
5. Л.Л.Паньшин, А.Ю.Родина, Н.А.Беликов. Методические указания по расчету монолитного безбалочного перекрытия. ГОУ ВПО Московский государственный строительный университет. Москва, 2011 г
6. В.Н. Байков, Э,Е. Сигалов – Железобетонные конструкции : Общий курс. Учебник для вузов. – 4-е изд., перераб. – М.: Стройиздат, 1991
7. Р.А. Сагадеев. Современные методы возведения монолитных и сборно-монолитных перекрытий. Учебное пособие. Москва, 2008 г
8. Л.Е. Линович. Расчет и конструирование частей гражданских зданий. Издание 8. Издательство Будівельник. Киев 1972 г
9. Технический отчет по теме: «Разработка рекомендаций по расчету монолитных безбалочных плит перекрытий с пустотообразователями «Cobiax» (без предварительного напряжения)», Приложение Б. МГСУ 2014г
10. Пособие в развитие СНиП 2.03.13-88 Полы. Технические требования и правила проектирования, устройства, приемки, эксплуатации и ремонта (в развитие СНиП 2.03.13-88 "Полы" и СНиП 3.04.01-87 "Изоляционные и отделочные покрытия")
11. ГОСТ 21.501-2018. Система проектной документации для строительства. Правила выполнения рабочей документации архитектурных и конструктивных решений.

Приложение 1

Армирование плиты перекрытия Пм-1(с капителями)

Верхнее армирование плиты перекрытия

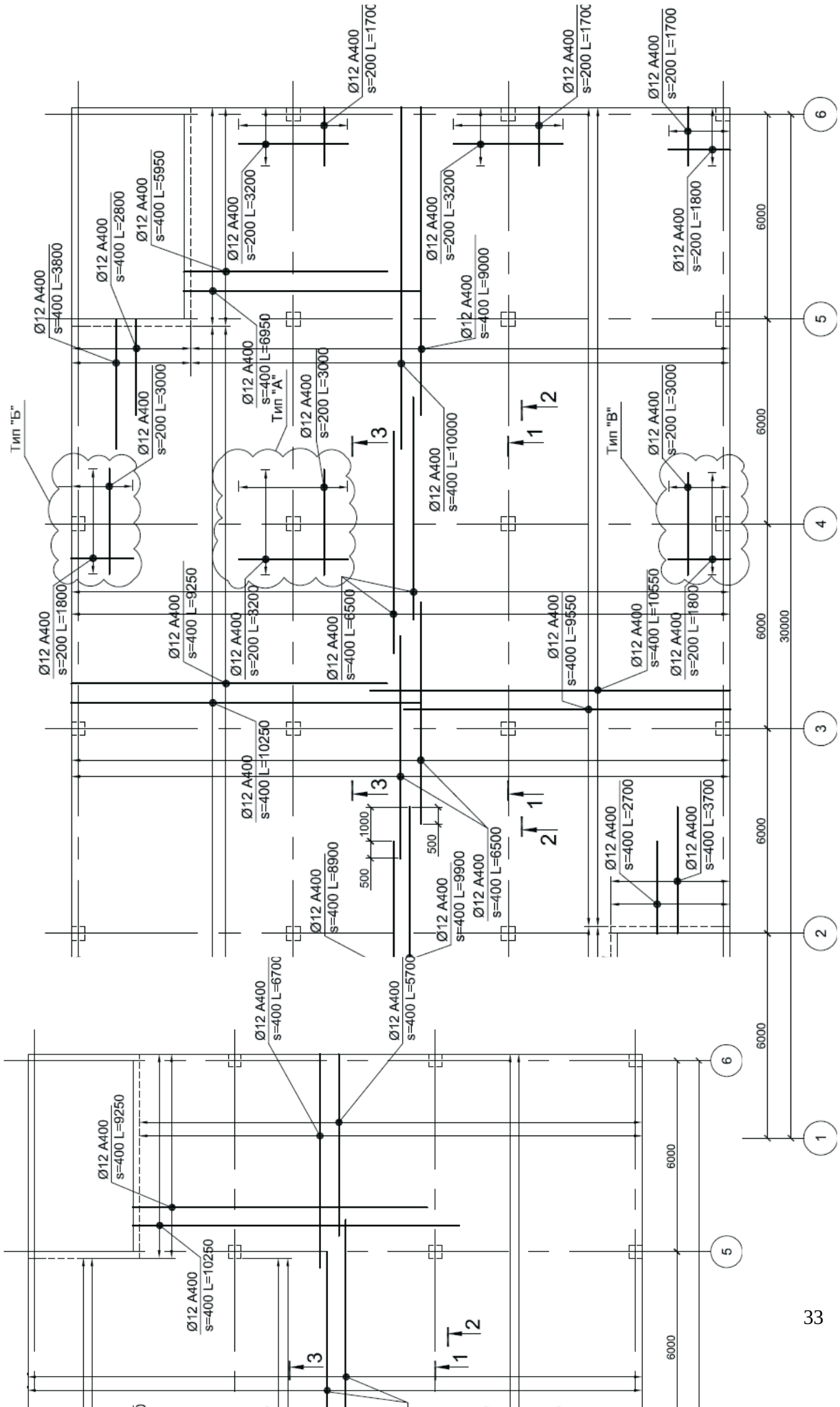


Рисунок 1 - Схема верхнего и нижнего армирования плиты перекрытия отдельными стержнями

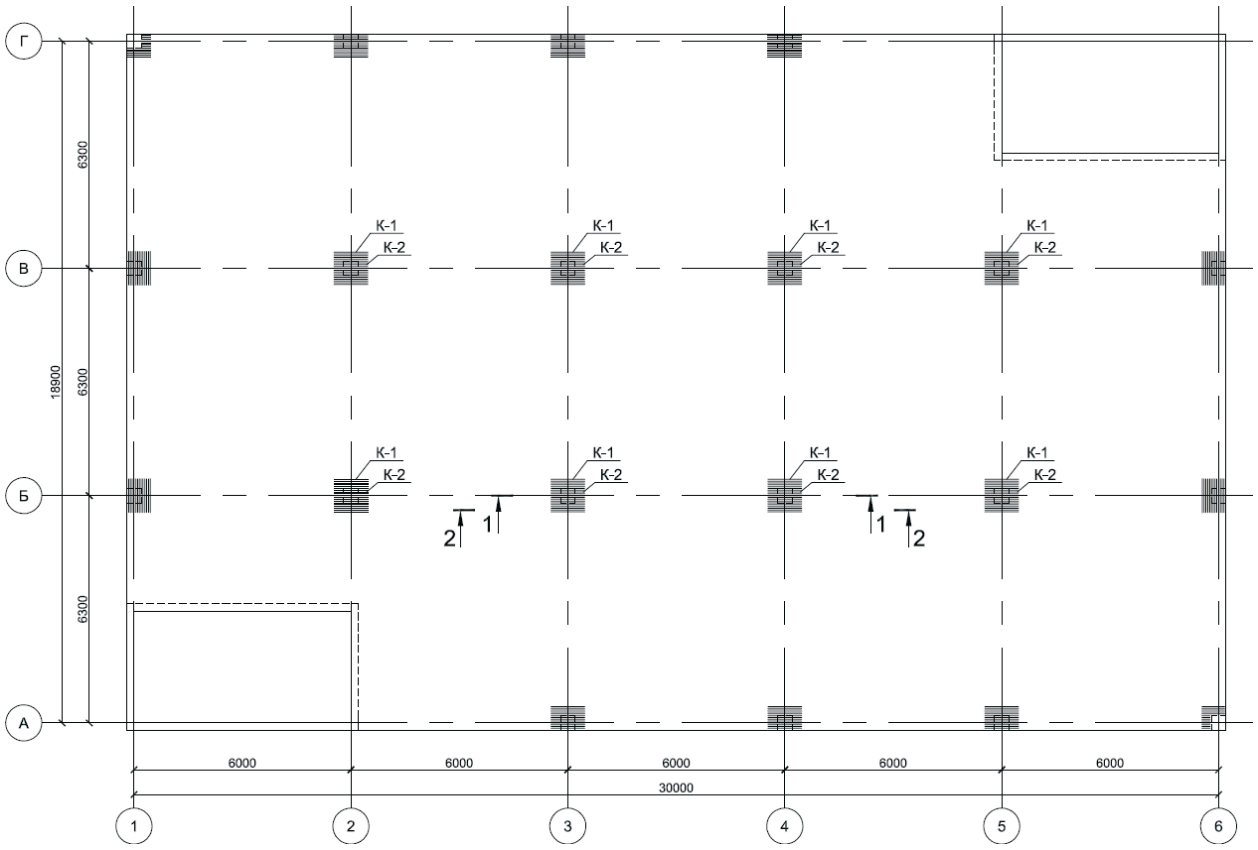


Рисунок 2- Дополнительное армирование плиты перекрытия в зонах продавливания

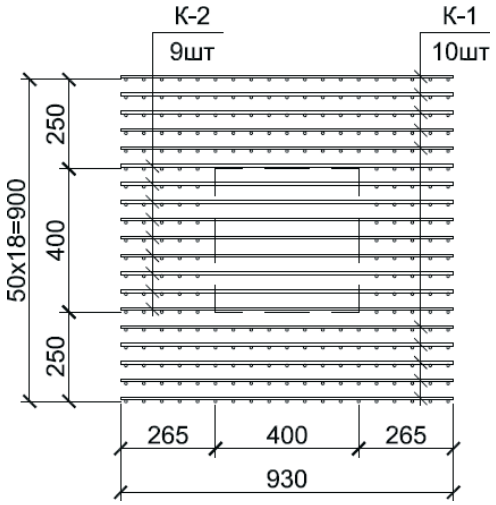


Рисунок 3 - Фрагмент дополнительного армирования плиты перекрытия в зоне продавливания

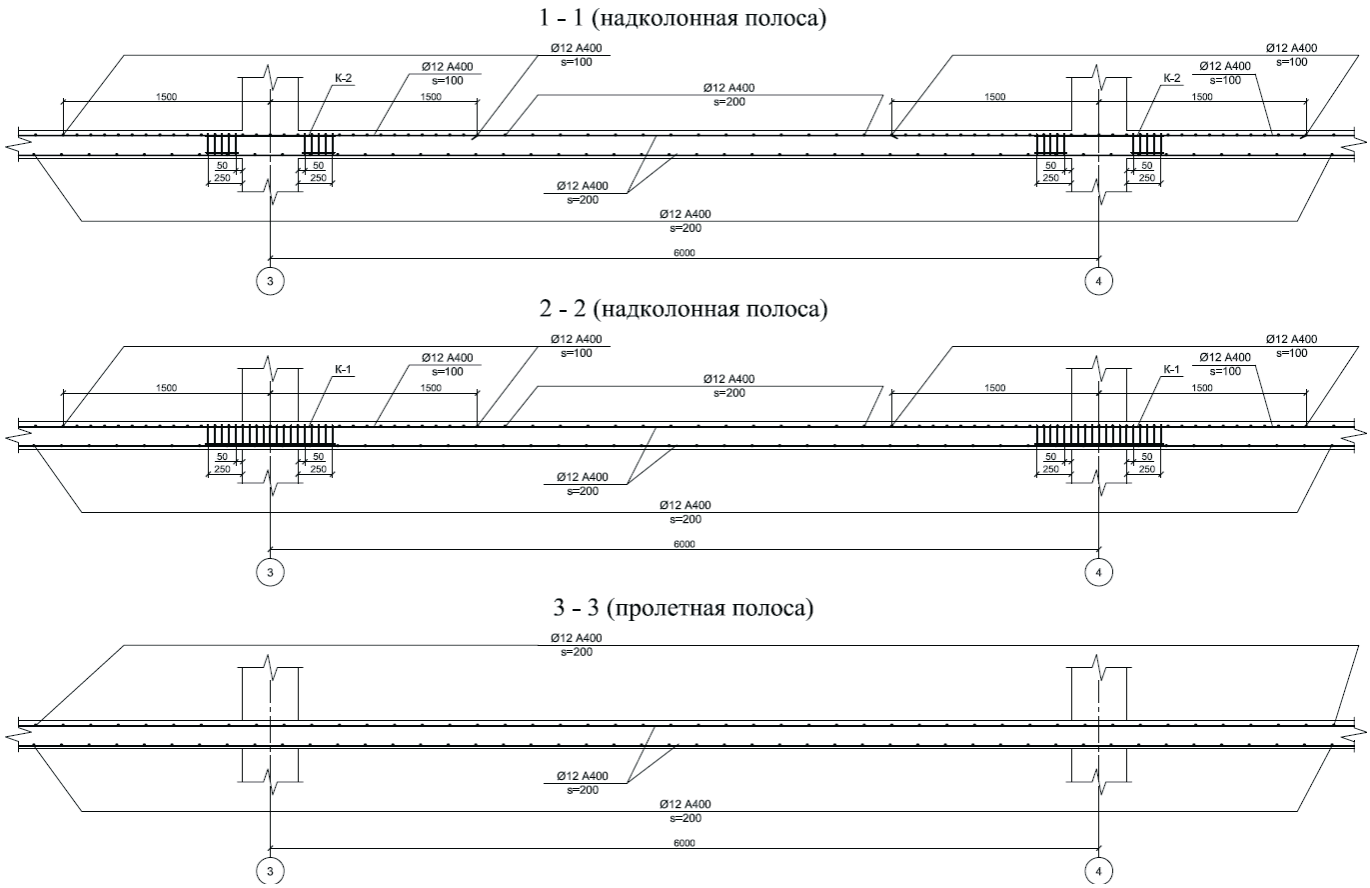


Рисунок 4 - Армирование плиты перекрытия в осях 3-4

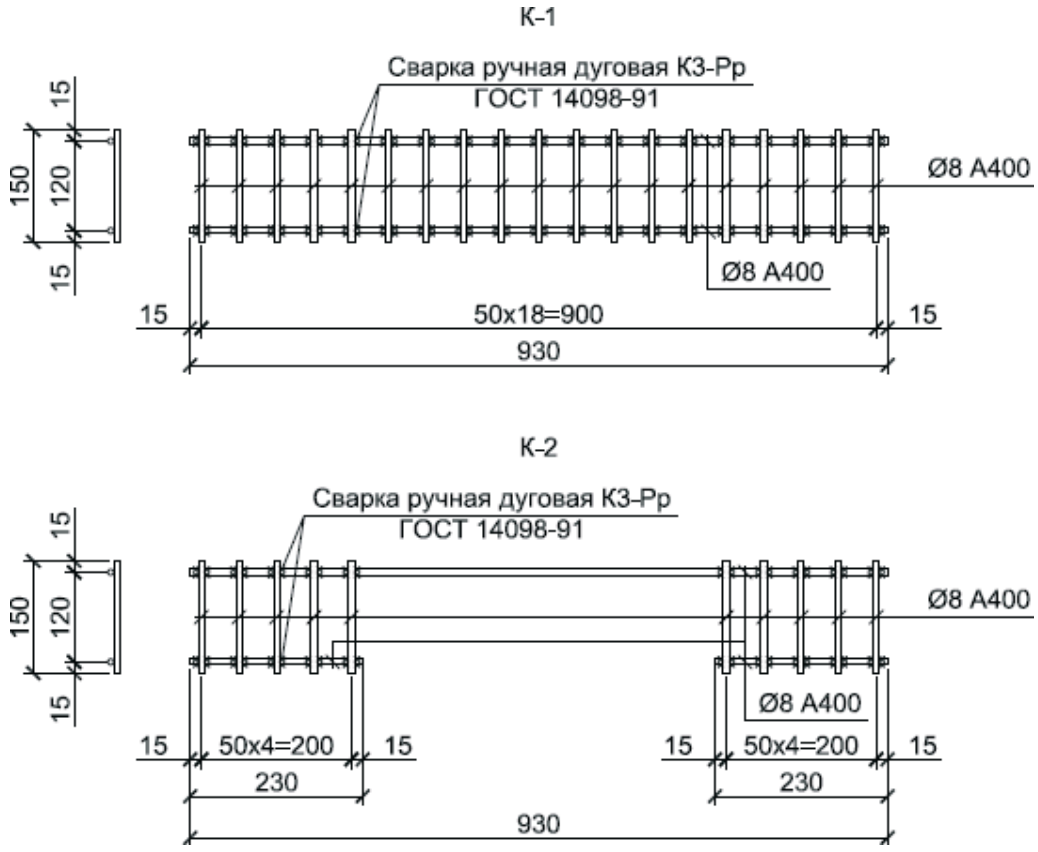


Рисунок 5 - Общий вид каркасов дополнительного армирования плиты перекрытия в зонах продавливания

Учебное издание

Каретникова Светлана Вениаминовна

РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ ПЕРЕКРЫТИЯ С КАПИТЕЛЯМИ

Методические указания по выполнению курсового проекта
по дисциплине «Железобетонные и каменные конструкции (спецкурс)»

Подписано в печать _____ Тираж 5 экз.
Рязанский институт (филиал) Московского политехнического университета 390000,
г. Рязань, ул. Право-Лыбедская, 26/53