

Федеральное государственное автономное
образовательное учреждение
высшего образования
«СИБИРСКИЙ ФЕДЕРАЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ»

Инженерно-строительный институт
институт
Строительные конструкции и управляемые системы
кафедра

УТВЕРЖДАЮ
Заведующий кафедрой
_____ С.В. Деордиев
подпись инициалы, фамилия

« _____ » _____ 2021 г.

МАГИСТЕРСКАЯ ДИССЕРТАЦИЯ

Исследование напряженно-деформируемого состояния железобетонных плит
перекрытия с разным классом бетона

тема

08.04.01 «Строительство»
код и наименование направления

08.04.01.03 «Теория и проектирование зданий и сооружений»
код и наименование магистерской программы

Научный руководитель _____ доцент, канд.техн.наук Е.Г. Плясунов
подпись, дата должность, ученая степень инициалы, фамилия

Выпускник _____ О.В. Крыцин
подпись, дата инициалы, фамилия

Рецензент _____ г.л.инж.проекта ООО «Енисейстрой» А.Г.Гавриленко
подпись, дата должность, ученая степень инициалы, фамилия

Красноярск 2021

СОДЕРЖАНИЕ

ВВЕДЕНИЕ.....	3
ГЛАВА 1. ПРОЕКТИРОВАНИЕ И ВОЗВЕДЕНИЕ МОНОЛИТНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЛИТ ПЕРЕКРЫТИЯ.....	6
ГЛАВА 2. ЧИСЛЕННЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ НАПРЯЖЕННО- ДЕФОРМИРУЕМОГО СОСТОЯНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ БЕЗБАЛОЧНОЙ МОНОЛИТНОЙ ПЛИТЫ ПЕРЕКРЫТИЯ С РАЗНОЙ ПРОЧНОСТЬЮ БЕТОНА ПО ТОЛЩИНЕ.....	18
ГЛАВА 3. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ НАПРЯЖЕННО- ДЕФОРМИРУЕМОГО СОСТОЯНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ БЕЗБАЛОЧНОЙ МОНОЛИТНОЙ ПЛИТЫ ПЕРЕКРЫТИЯ С РАЗНОЙ ПРОЧНОСТЬЮ БЕТОНА ПО ТОЛЩИНЕ.....	38
ГЛАВА 4. РЕКОМЕНДАЦИИ ПО УСИЛЕНИЮ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ МОНОЛИТНЫХ БЕЗБАЛОЧНЫХ ПЛИТ ПЕРЕКРЫТИ С РАЗНОЙ ПРОЧНОСТЬЮ БЕТОНА ПО ТОЛЩИНЕ.....	54
ГЛАВА 5. ВЫВОДЫ ЧИСЛЕННЫХ И ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ.....	61
СПИСОК ИСПОЛЬЗУЕМЫХ ИСТОЧНИКОВ.....	62

ВВЕДЕНИЕ

Актуальность работы. В современном строительстве широко применяется монолитный железобетон. Монолитные конструкции часто применяются в строительстве жилых и производственных зданий. Строительство идет непрерывно, и новые технологии позволяют возводить монолитные конструкции круглый год. Но при работах в холодное время случается так, что фактическая прочность бетона отличается от проектной, ввиду несовершенной технологии и многих человеческих факторах. В конструкции фактически получается разный бетон.

В работе численно исследуется напряженно-деформируемое состояние монолитных железобетонных плит перекрытия с разной прочностью бетона по толщине. Необходимо дать оценку работе монолитных железобетонных плит с дефектом сниженной прочности бетона.

Эксплуатирование монолитных железобетонных плит перекрытия с прочностью бетона ниже проектной недопустимо и требует усиления, в связи непредсказуемого поведения такой плиты.

Отсутствие исследований о работе монолитных железобетонных плит перекрытия со сниженной прочностью бетона осложняет оценить действительную предельную нагрузку, которую может выдержать эта плита.

Цель диссертационной работы исследовать напряженно-деформируемое состояние монолитных плит перекрытия с разной прочностью бетона по толщине.

Задачи исследования:

– Провести численные исследования напряженно-деформируемого состояния монолитной железобетонной плиты перекрытия с разной прочностью бетона по толщине;

– Провести экспериментальные исследования напряженно-деформируемого состояния монолитной железобетонной плиты перекрытия с разной прочностью бетона по толщине;

– Оценить работу монолитной железобетонной плиты перекрытия с разной прочностью бетона по толщине;

– Дать рекомендации по дальнейшей эксплуатации монолитной железобетонной плиты перекрытия с разной прочностью бетона по толщине.

Объект исследования: Напряженно-деформируемое состояние монолитной железобетонной плиты перекрытия.

Методика исследования: экспериментально-теоретическая: в работе реализован комплексный подход к проблеме, включающий численные исследования совместно с программным комплексом «ЛИРА-САПР 2016».

Научная новизна работы: поставленные исследования впервые дают численную информацию о работе монолитных железобетонных плит перекрытия с дефектом снижения прочности бетона по толщине.

Практическая значимость. Выполненные автором исследования могут быть использованы при реконструкции строительных конструкций.

Достоверность научных положений, результатов и выводов, содержащихся в работе, основывается на корректном использовании уравнений механики деформированного твердого тела и основных положений теории упругости; использовании апробированных математических методов и алгоритмов.

На защиту выносятся численные и экспериментальные данные о работе монолитной железобетонной плиты перекрытия с разной прочностью бетона по толщине.

Апробация работы.

Результаты работы докладывались и обсуждались в рамках XVII Международной конференции студентов, аспирантов и молодых ученых «Перспективныи Свободныи — 2021».

Этапы исследования:

Первый этап исследования – теоретический. Проведен обзор классификации монолитных железобетонных плит перекрытия, их способы проектирования.

Второй этап исследования – аналитический. Принят метод создания модели монолитной железобетонной плиты перекрытия. Создана модель пространственной монолитной железобетонной плиты перекрытия в программном комплексе ЛИРА-САПР 2016. Получены численные результаты напряженно-деформируемого состояния монолитной железобетонной плиты перекрытия с разной прочностью бетона по толщине.

Третий этап исследования – экспериментальный. Произведен эксперимент по работе монолитной железобетонной плиты перекрытия под кратковременной нагрузкой. Получены результаты напряженно-деформируемого состояния плиты перекрытия.

Четвертый этап работы – рекомендательный. Приведены рекомендации по усилению монолитных железобетонных плит перекрытия с разной прочностью бетона по толщине.

Пятый этап работы – выводы. Определение влияния снижения прочности бетона по толщине на напряженно-деформируемое состояние монолитной плиты перекрытия.

Структура и объем работы. Диссертация состоит из введения, пяти глав, основных выводов, списка использованных источников из 17 наименований. Общий объем диссертации – 63 страниц, 85 рисунков, 8 таблиц.

ГЛАВА 1. ПРОЕКТИРОВАНИЕ И ВОЗВЕДЕНИЕ МОНОЛИТНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЛИТ ПЕРЕКРЫТИЯ

1.1. Классификация монолитных плит перекрытия

Плиты перекрытия классифицируются по типу их закрепления и по типу их отношения сторон.

По типу отношения сторон плиты разделяются на два вида балочные и работающие в двух направлениях. Если отношения сторон плиты более 3 ($\frac{l_2}{l_1} \geq 3$) то такие плиты работают на изгиб в одной плоскости по наименьшей стороне. Если отношение сторон не превышает значения 3 ($\frac{l_2}{l_1} < 3$), то такие плиты работают на изгиб в двух направлениях.

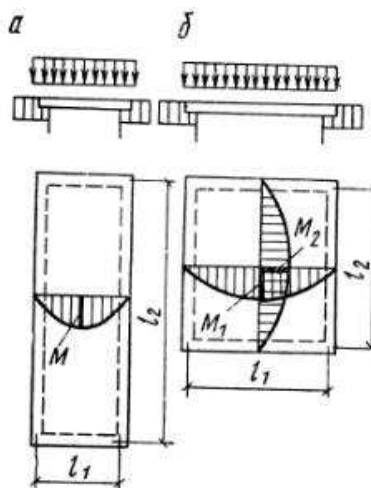


Рисунок 1.1 - Работа плит в зависимости от отношения сторон (а- плита балочная; б – плита, работающая в двух направлениях)

По типу закрепления плиты разделяются на опертые по двум сторона, опертые по трем сторонам, опертые по контуру и консольные. Также плиты могут опираться только на колонны, при таком соединении требуется применять капители.

На основе этих классификаций разделяют монолитные плиты перекрытия на:

Ребристые монолитные перекрытия с балочными плитами

Такие плиты оперты на балки (ребра) которые поддерживают плиту. Ребра играют роль опоры для монолитной плиты. Такие плиты являются балочными, так как в основном их соотношение сторон превышает значения 3. Расчет плит ведется как расчет неразрезной балки.

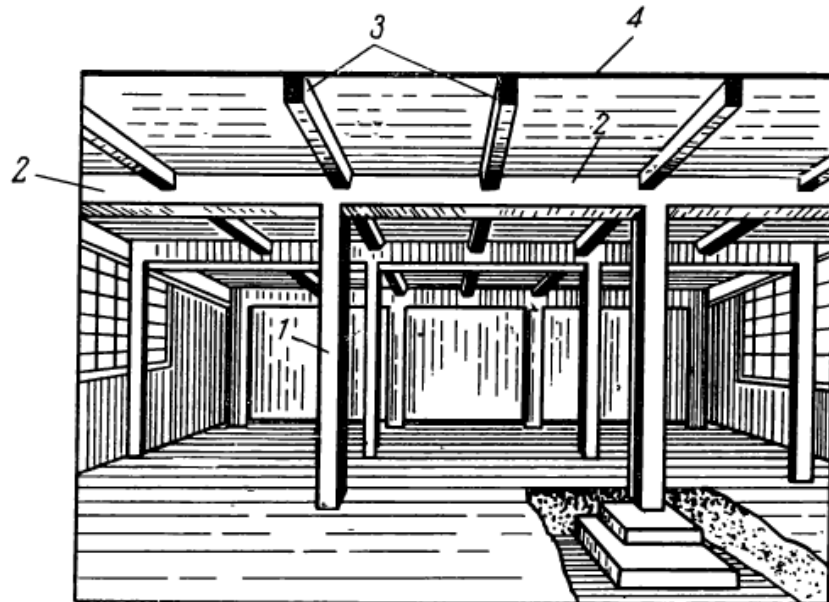


Рисунок 1.2 - Ребристое монолитное перекрытие с балочными плитами (1 – колонна; 2 – главная балка; 3 – второстепенная балка (ребро); 4 – монолитная плита)

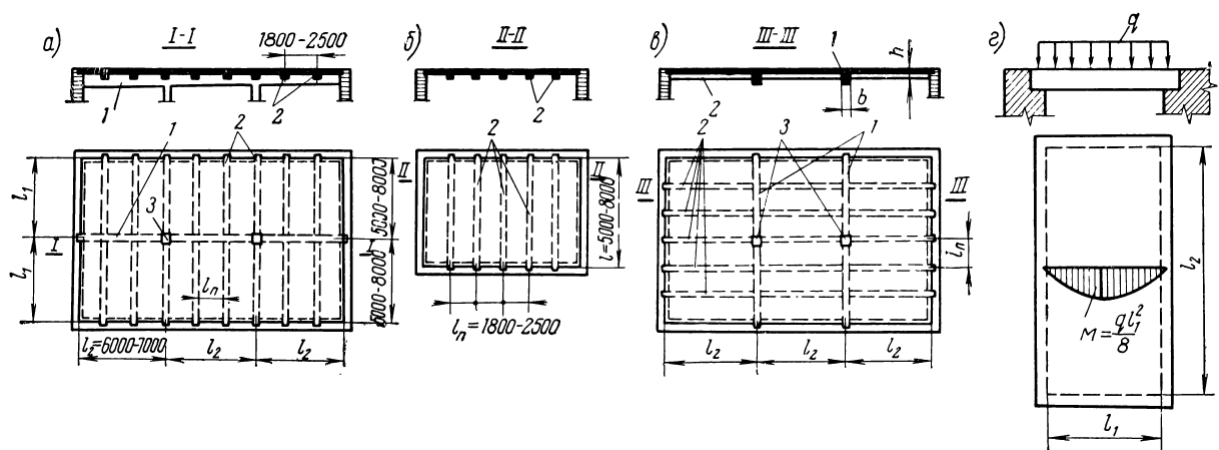


Рисунок 1.3 - Примеры ребристых монолитных плит перекрытия (а – с поперечным расположением балок; б – без главных балок; в – с продольным расположением второстепенных балок; г – расчетная схема балочной плиты; 1 – главная балка; 2 – второстепенная балка; 3 – колонны)

Часторебристые монолитные перекрытия с балочными плитами

Такие перекрытия могут закрывать большую площадь без опирания на колонны. Главная балка играет роль диафрагмы и должна иметь большую жесткость при изгибе. Второстепенные балки располагаются очень часто, что позволяет уменьшить толщину сечения монолитной плиты.

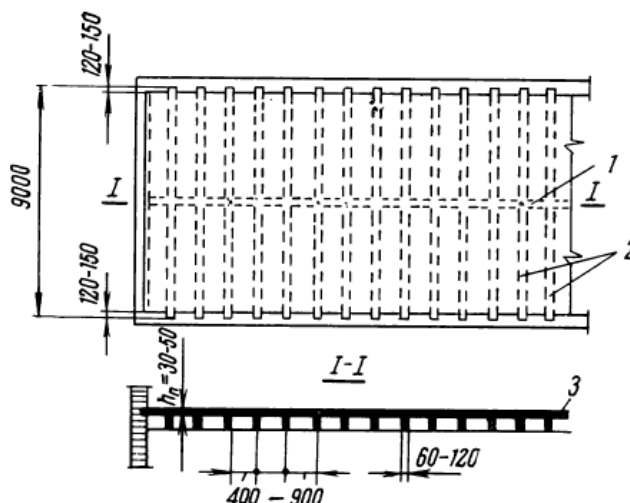


Рисунок 1.4 - Монолитные часторебристые перекрытия (1 – главная балка (диафрагма); 2 – второстепенные балки; 3 – монолитная плита перекрытия)

Рёбристые (кессонные) монолитные перекрытия опертые по контуру

В таких плитах отсутствует разделение балок на главные и второстепенные. Все балки играют роль ребер. Соотношение сторон таких плит не превышает значения 3 и поэтому работа на изгиб происходит в двух направлениях. Расчетные схемы строятся для двух направлений и представляются неразрезной балкой.

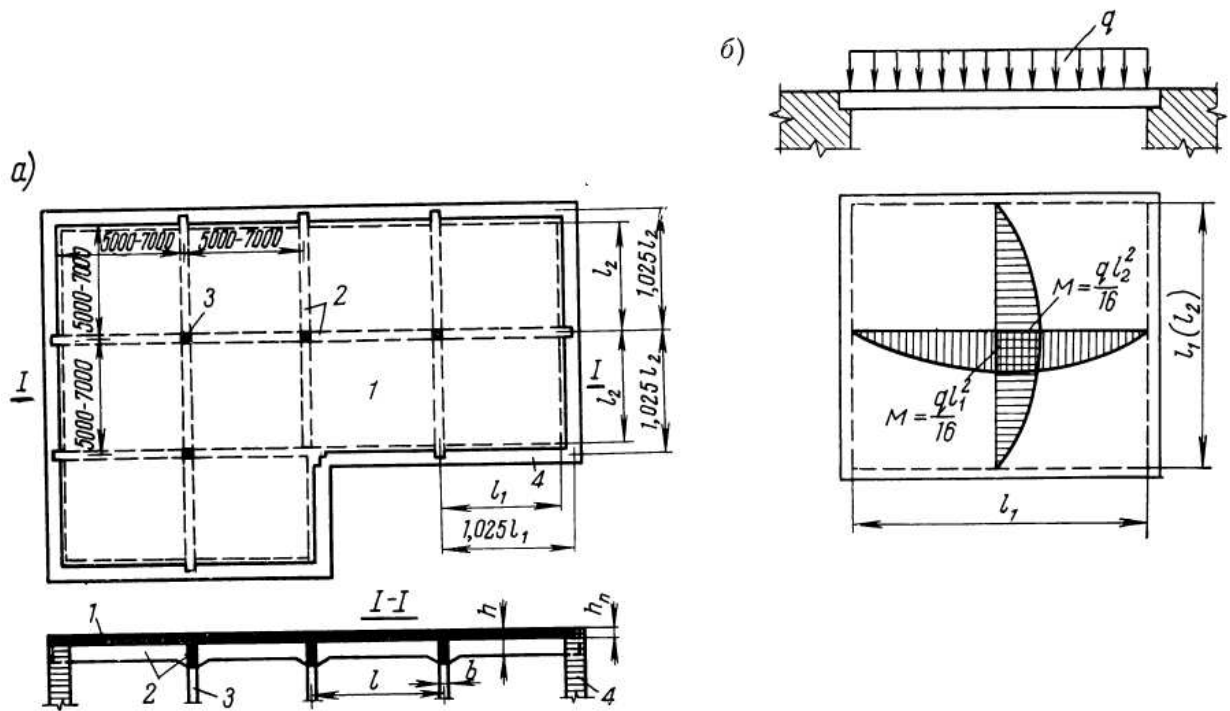


Рисунок 1.5 - Ребристое кессонное перекрытие (*a* – общая схема перекрытия; *б* – расчетная схема перекрытия; *1* – плита перекрытия; *2* – балки (ребра); *3* – колонны; *4* – контур опирания (несущие стены))

Часторебристые (кессонные) монолитные перекрытия опертые по контуру

Отличаются повышенной жесткостью ребер и отсутствием колонн. Частое расположение ребер позволяет уменьшить толщину монолитного перекрытия.

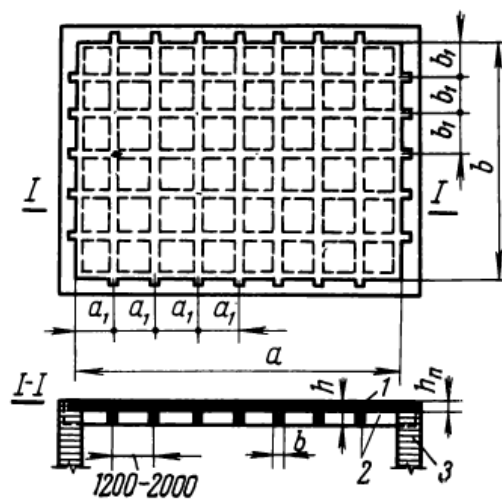


Рисунок 1.6 - Часторебристое кессонное перекрытие с опиранием по контуру

Безбалочные монолитные плиты перекрытия

В данном виде плит отсутствуют балки, перекрытия опираются на колонны. Чтобы не произошло продавливания плиты, устраивают капитель, которая распределяет напряжения реакции опоры. Также применяют вспомогательные плиты между колоннами, или можно это назвать утолщением монолитной плиты.

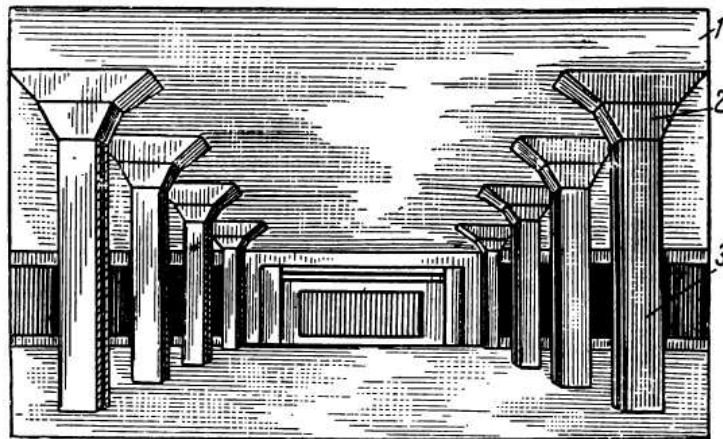


Рисунок 1.7 - Безбалочное монолитное перекрытие (1 – монолитная плита; 2 – капитель; 3 – колонна)

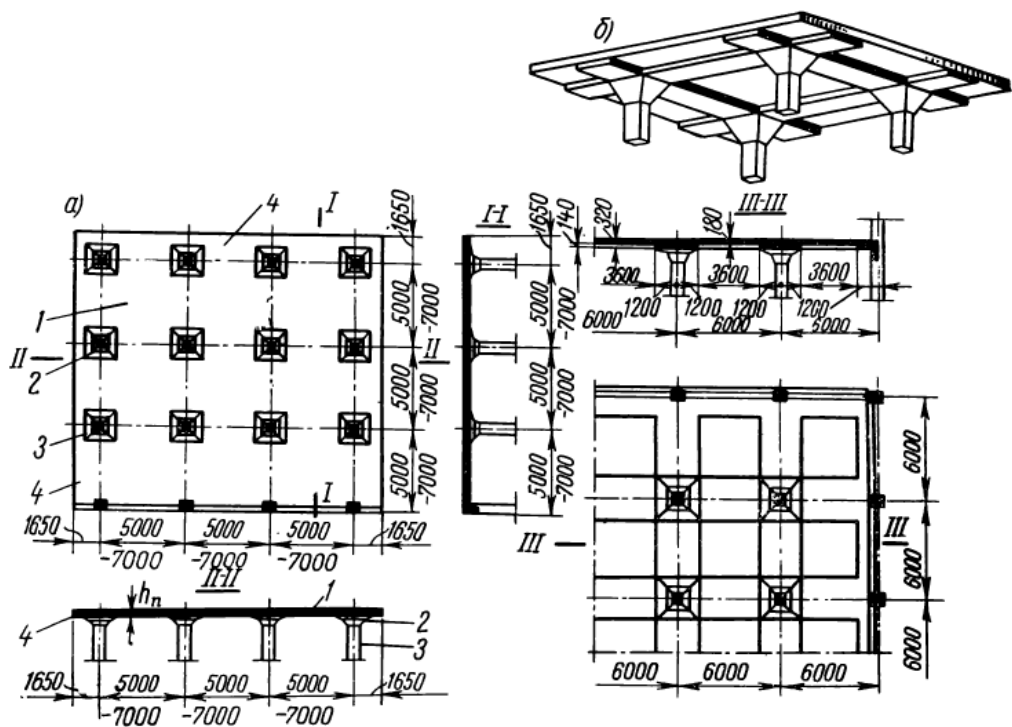


Рисунок 1.8 - Схемы безбалочных перекрытий (а – со сплошной плитой; б – с облегченной плитой)

Безбалочные бескапитальные монолитные плиты перекрытия

Этот вид является более современным. Его отличие от предыдущего вида в отсутствие капителей. Капители заменены дополнительными каркасами арматуры, которые повышают жесткость плиты в месте опирания ее на колонны. Данный вид требует дополнительного расчета на продавливание плит в зоне стыковки с колонной.

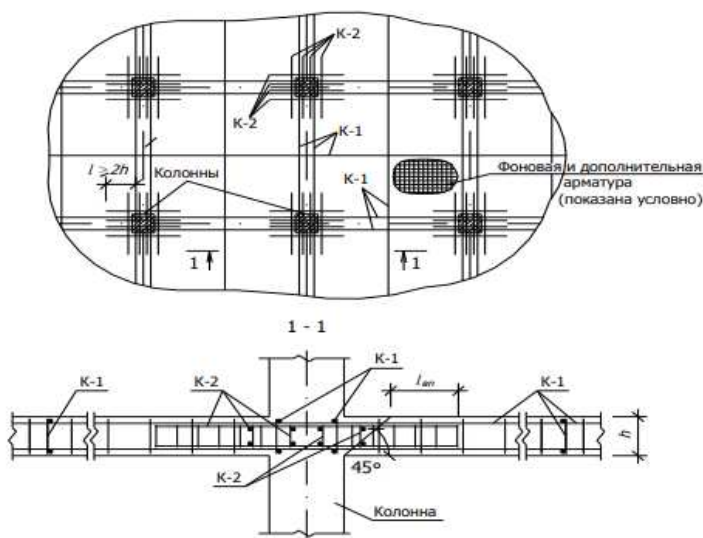


Рисунок 1.9 - Безбалочное перекрытие с дополнительными каркасами арматуры вместо капителей

1.2. Характеры разрушения монолитных плит перекрытия

Разрушение монолитной плиты перекрытия представляет собой появление пластических шарниров в конструкции. Первой задачей при расчетах на прочность состоит в том, чтобы определить расположение этих шарниров, которое зависит от опирания плиты.

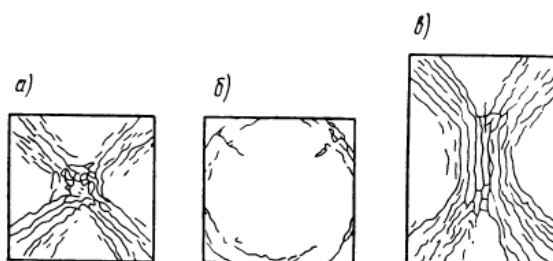


Рисунок 1.10 -Характер разрушения плит, опертых по контуру (а – вид сверху квадратной плиты; б – вид снизу квадратной плиты; в – вид сверху прямоугольной плиты)

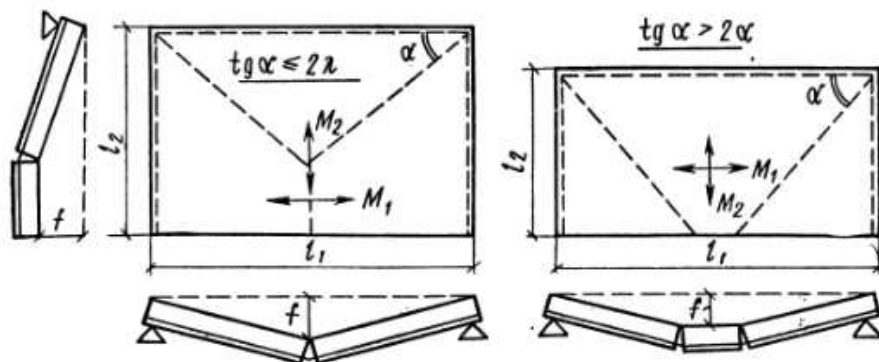


Рисунок 1.11 -Характер разрушения плит опертых по трем сторонам



Рисунок 1.12 -Характер разрушения безбалочных плит опертых на колонны с капителями

При определении расположения пластических шарниров рассчитывают усилия действующие от заданной нагрузки, подбирают сечение плит и принимают их армирование по выбранной теории прочности бетона.

1.3. Расчет композитный поперечных сечений

Расчет композитных поперечных сечений применим если элемент конструкции, подвергающийся нагрузке, состоит из различных материалов. Суть расчета состоит в том, что принимается основной материал, к которому приводятся остальные компоненты сечения, состоящие из других материалов. Приведение происходит за счет коэффициента, который вычисляется в зависимости от модулей упругостей материалов по формуле:

$$n = \frac{E_i}{E_{осн}},$$

Где E_i - модуль упругости материала, который нужно привести к основному;

$E_{осн}$ - модуль упругости основного материала;

После вычисления всех коэффициентов приведения, рассчитывают характеристики сечений каждого компонента. После вычисляют приведенные характеристики с учетом коэффициентов приведения.

Жесткость элемента определяют путем умножения приведенного момента инерции в выбранной оси поворота на модуль упругости основного материала.

1.4 Диаграммы деформирования бетона

В СП 63.13330.2018 приведены три диаграммы деформирования бетона: трехлинейная, двухлинейная и диаграмма Карпенко Н.И. (криволинейная).

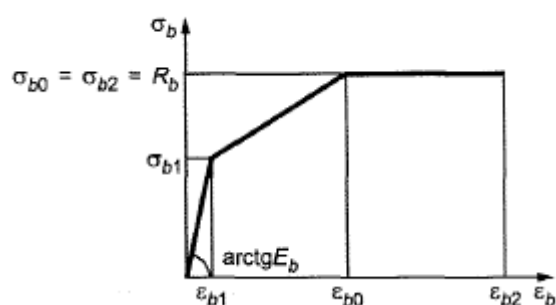


Рисунок 1.13 -Трехлинейная диаграмма

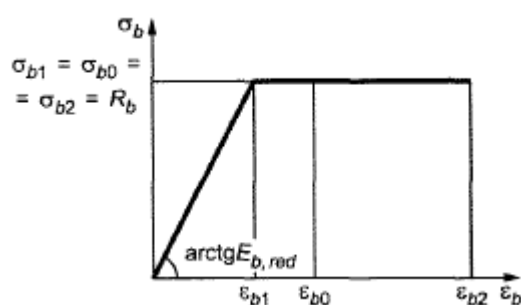


Рисунок 1.14. Двухлинейная диаграмма

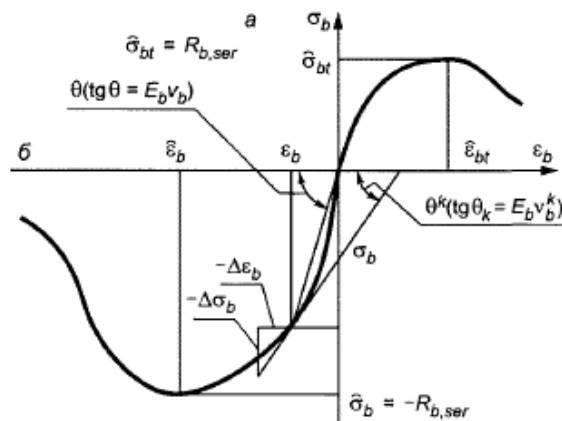


Рисунок 1.15 - диаграмма Карпенко Н.И. (криволинейная)

В трехлинейной диаграмме применяется начальный модуль упругости до напряжений, не превышающих 60% от предельной прочности, после достижения 60% модуль упругости снижается.

В двухлинейной диаграмме применяется приведенный модуль упругости, который не меняется по ходу расчета, что позволяет производить расчет в линейной постановке.

В криволинейной диаграмме модуль упругости постоянно меняется по описанной функции.

1.5 Испытание безбалочного перекрытия ЦНИПС в Баку.

В 1932 г. было организовано испытание опытного безбалочного перекрытия в Баку Центрально научно-исследовательским институтом промышленности строительных материалов. Целью испытания было выяснение возможности уменьшения расхода металла в безбалочных перекрытиях, проверка правильности метода подбора железобетонных сечений, предложенного профессором М.Я. Штаерманом, выяснение возможности обрыва нижней арматуры, возле точек нулевых моментов, проверка величины изгибающих моментов.

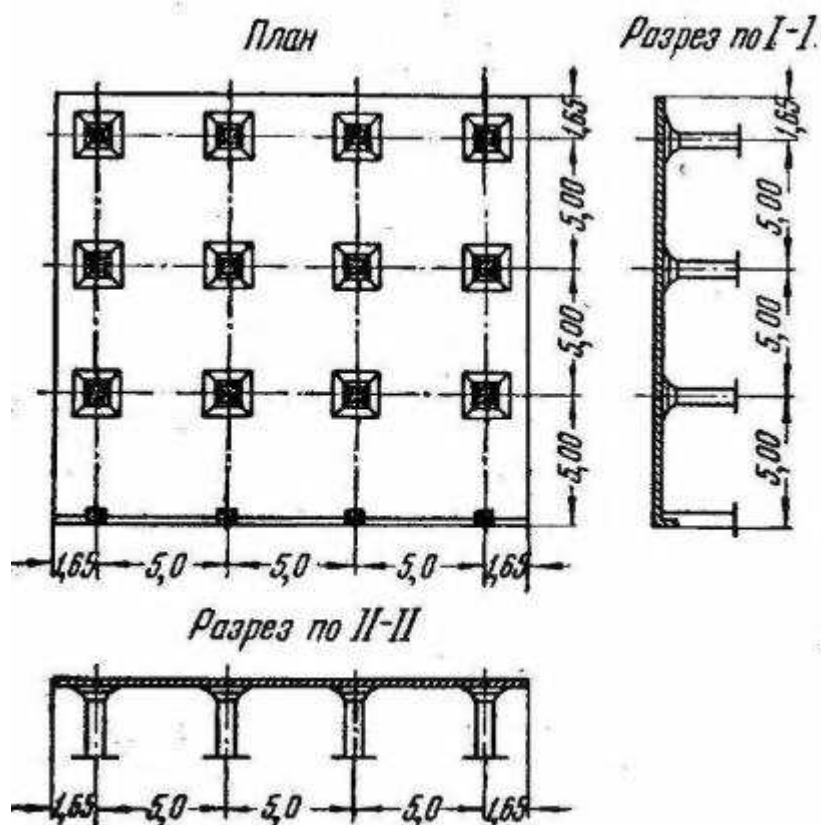


Рисунок 1.16 - Опытное безбалочное перекрытие

Нагрузка плиты осуществлялась с помощью резервуаров, наполняемых водой. Прогибы измерялись прогибомерами, деформации измерялись индикаторами часового типа.

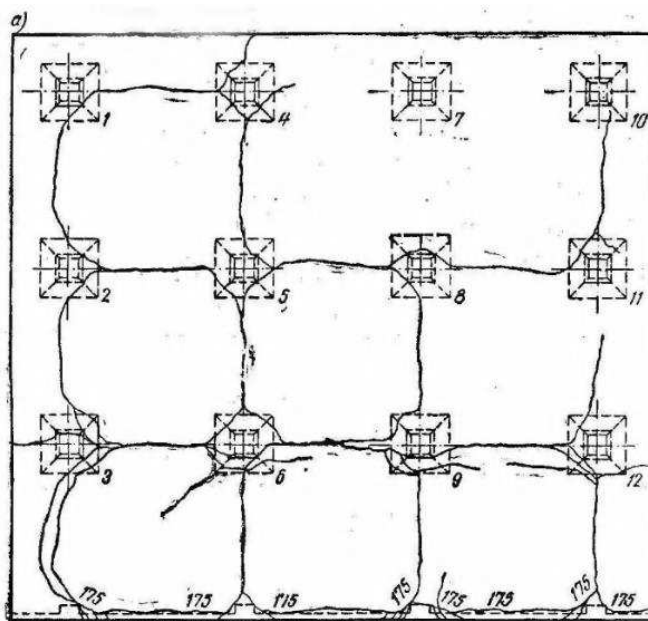


Рисунок 1.17 - Картина трещин на верхней поверхности плиты при нагрузке 1750 кг/м^2

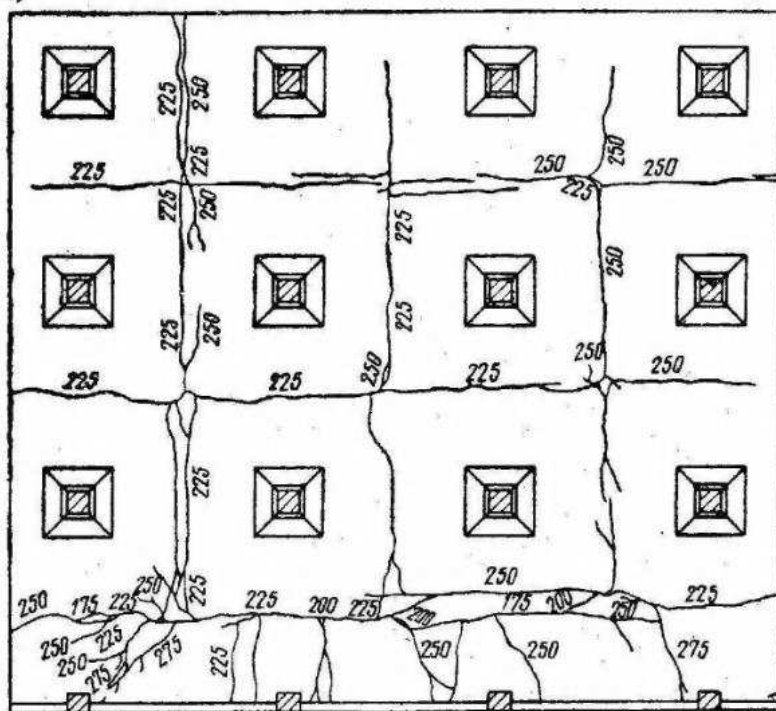


Рисунок 1.18 - Картина трещин на нижней поверхности плиты при нагрузках от 1750 до 2750 кг/м²

Результаты эксперимента показали:

1. При расчете безбалочной плиты по упрощенному методу заменяющих рам и подборе армирования, получился излишний запас прочности на 23-26%.
2. Принятие приближенного плеча внутренней пары сил ведет к недоучету несущей способности на 10%.
3. При расчете по методу ЦНИПС получается излишний запас прочности в 4%.
4. Нижнюю арматуру безбалочных плит нет необходимости продолжать до оси колонн, ее можно оборвать значительно раньше.

1.6 Испытание безбалочного перекрытия ЦНИПС в Москве.

Испытание проводилось в 1931г., точное описание эксперимента не сохранилось. Приведена картина трещин с числами нагрузки (во сколько раз фактическая нагрузка превышала расчетную). Сплошными линиями показаны трещины на нижней поверхности плиты, пунктирными линиями показаны трещины на верхней поверхности плиты.

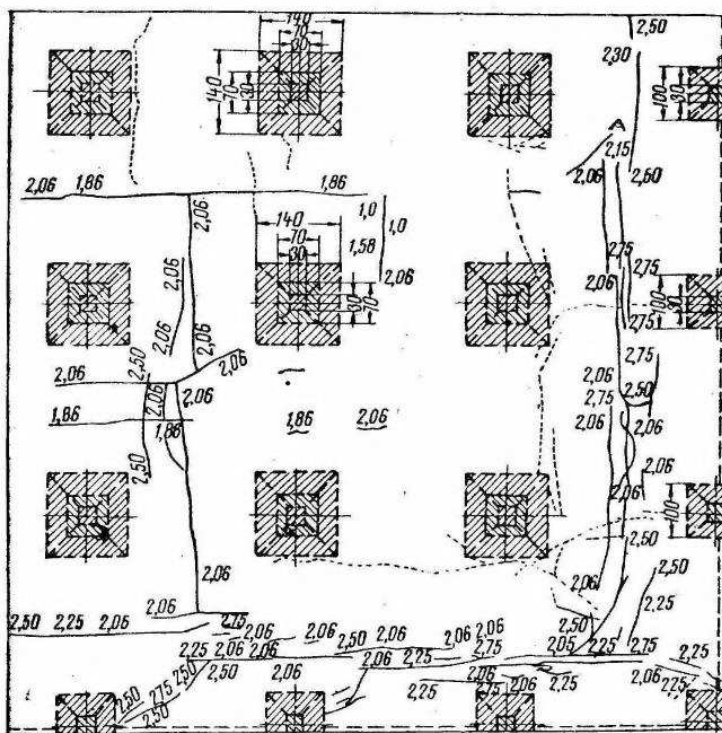


Рисунок 1.17 - Картина трещин плиты испытанной в Москве

1.7. Выводы по главе 1

Выполнив обзор литературы о проектировании и расчете монолитных плит перекрытия можно сделать следующие выводы:

- 1) Усовершенствование расчетов монолитных железобетонных плит перекрытия проводятся уже давно, разработано много методик расчета плит перекрытия, которые показывают отличные результаты на практике.
- 2) Разработано много видов плит перекрытие, расчеты которых значительно отличаются друг от друга.
- 3) В литературе и нормативной документации отсутствуют данные о работе плит с разной прочностью бетона по толщине, но материал, который в них есть позволяет произвести такой расчет при определенном подходе.

ГЛАВА 2. ЧИСЛЕННЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРУЕМОГО СОСТОЯНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ БЕЗБАЛОЧНОЙ МОНОЛИТНОЙ ПЛИТЫ ПЕРЕКРЫТИЯ С РАЗНОЙ ПРОЧНОСТЬЮ БЕТОНА ПО ТОЛЩИНЕ

За объект исследования принята безбалочная железобетонная монолитная плита перекрытия. Была выполнена расчетная модель в программном комплексе ЛИРА-САПР 2016. Расчетная модель состоит из пластинчатых элементов размером (0,5х0,5м), закрепления к колоннам выполнено с помощью жесткого объединения узлов, опирание плиты на стены и колонны принято жестким с запретом всех перемещений и углов поворота. Расчетная схема представлена на рисунке 2.2.

Для расчета плиты с переменным классом бетона по толщине был вычислен приведенный модуль упругости. Для учета трещин в плите применен коэффициент равный для плит 0,3 согласно СП 52-101-2003.

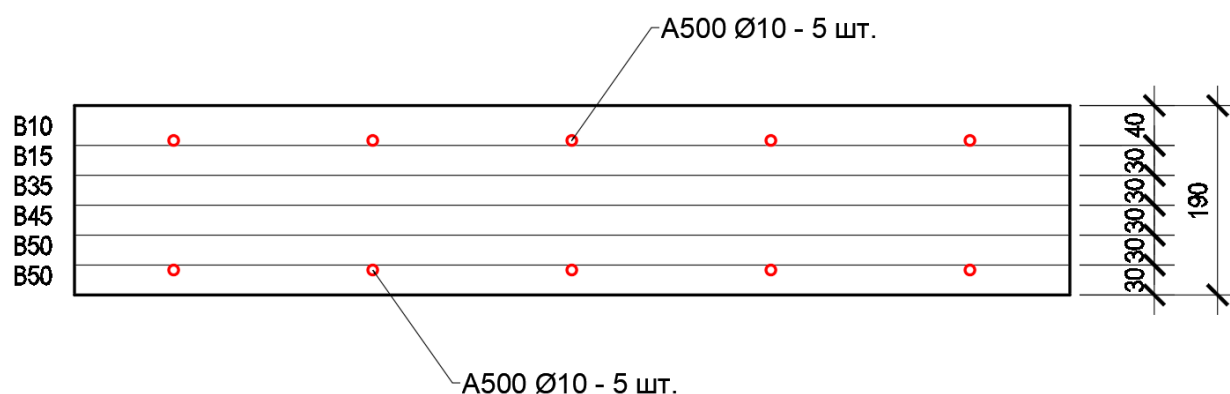


Рисунок 2.1 - Поперечное сечение плиты перекрытия с переменным классом бетона по толщине

Таблица 2.1. Характеристики сечения

Приведенный момент инерции, мм ⁴	856584357,9
Модуль упругости бетона (к которому приводится сечение, B10), МПа	19000
Жесткость сечения, Н мм ²	16275102799651
Момент инерции соответствующий пластинчатому элементу толщиной 190 мм, мм ⁴	571583333,3
Приведенный модуль упругости, МПа	28473,718

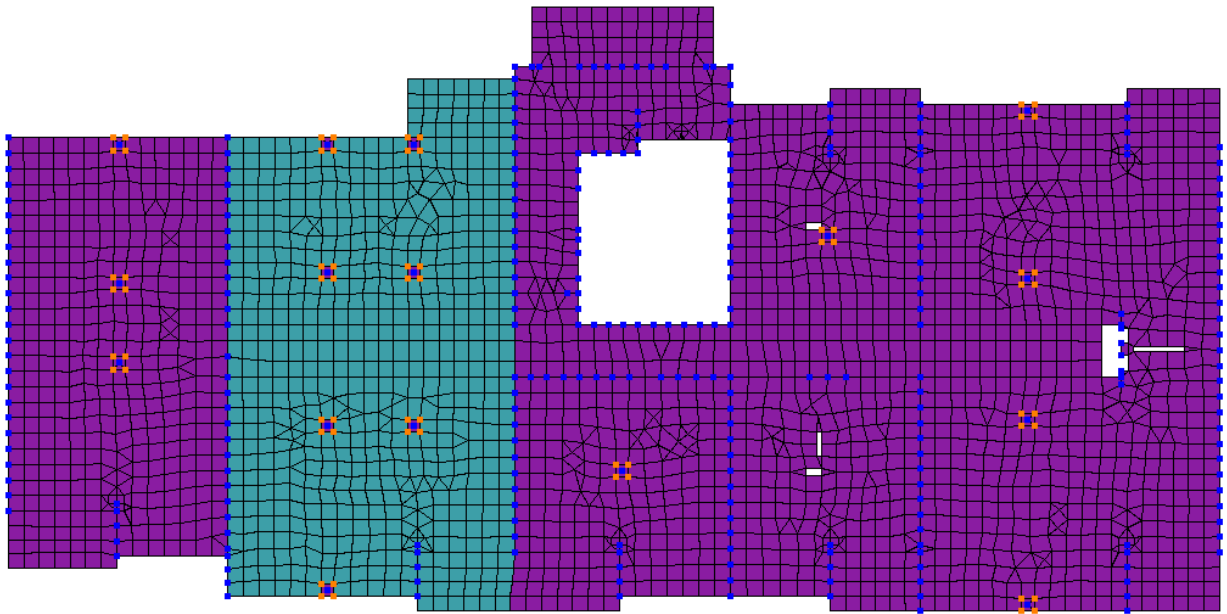


Рисунок 2.2 - Расчетная модель железобетонной монолитной плиты перекрытия

Произведено два расчета:

1. Первый расчет с учетом только упругой стадии, без учета трещин (идеализированный), модуль упругости принят $E=32500$ МПа.
2. Второй расчет с учетом трещин, к модулю упругости принят приведенный, также применен коэффициент равный 0,3 для плит принятый согласно СП 52-101-2003, модуль упругости принят $E=8542,12$ МПа.

В модели использовались пластины с толщиной 200 мм и 190 мм.

Для загрузки применена распределенная нагрузка, учет собственного веса выполнен автоматически. Этапы загрузки приведены в таблице 2.2.

Таблица 2.2. Этапы загрузки

Этап загрузки	Нагрузка, кг/м ²
1	32
2	64
3	96
4	128
5	160
6	192
7	256
8	288
9	320
10	352
11	384
12	416
13	448
14	480
15	512
16	544
17	576
18	608
19	640
20	672
21	704
22	736

Точки исследования показаны на рисунке 2.2.

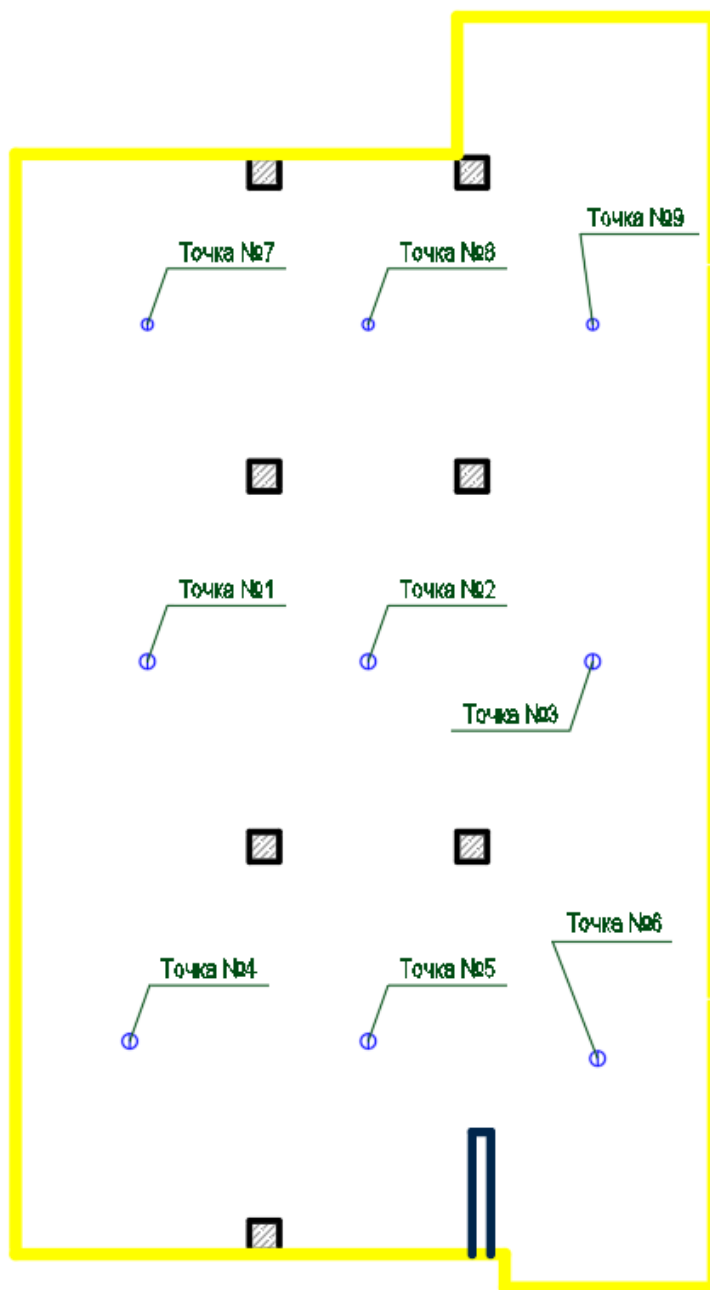


Рисунок 2.3 - Точки исследования прогибов плиты перекрытия
 Численные результаты полученные в программе ЛИРА-САПР 2016
 приведены в таблице 2.3 и 2.4.

Таблица 2.3. Результаты первого расчета ($E=32500$ МПа) (прогибы указаны

в мм)

Номер точки	№1	№2	№3	№4	№5	№6	№7	№8	№9
Этап 1	0,011	0,022	0,013	0,013	0,018	0,008	0,008	0,011	0,008
Этап 2	0,023	0,044	0,025	0,026	0,038	0,015	0,016	0,023	0,015
Этап 3	0,034	0,067	0,037	0,039	0,057	0,023	0,024	0,034	0,023
Этап 4	0,046	0,089	0,05	0,052	0,075	0,03	0,032	0,046	0,031
Этап 5	0,057	0,111	0,062	0,065	0,094	0,037	0,04	0,057	0,039
Этап 6	0,069	0,134	0,074	0,078	0,113	0,045	0,049	0,069	0,046
Этап 7	0,092	0,178	0,099	0,104	0,151	0,06	0,065	0,092	0,062
Этап 8	0,104	0,2	0,112	0,117	0,17	0,067	0,073	0,103	0,07
Этап 9	0,115	0,223	0,124	0,13	0,189	0,075	0,081	0,115	0,077
Этап 10	0,127	0,245	0,136	0,144	0,208	0,082	0,089	0,126	0,085
Этап 11	0,138	0,267	0,149	0,156	0,227	0,09	0,097	0,138	0,093
Этап 12	0,15	0,29	0,161	0,17	0,246	0,097	0,105	0,149	0,101
Этап 13	0,161	0,312	0,173	0,183	0,265	0,105	0,113	0,161	0,108
Этап 14	0,173	0,334	0,185	0,196	0,284	0,112	0,121	0,172	0,116
Этап 15	0,184	0,357	0,198	0,209	0,303	0,12	0,129	0,184	0,124
Этап 16	0,196	0,379	0,21	0,222	0,322	0,127	0,137	0,195	0,132
Этап 17	0,208	0,401	0,223	0,235	0,341	0,135	0,145	0,207	0,139
Этап 18	0,219	0,423	0,235	0,248	0,36	0,142	0,153	0,218	0,147
Этап 19	0,23	0,446	0,247	0,261	0,379	0,15	0,161	0,23	0,155
Этап 20	0,242	0,468	0,26	0,274	0,397	0,157	0,169	0,241	0,163
Этап 21	0,254	0,49	0,272	0,287	0,416	0,165	0,177	0,253	0,17
Этап 22	0,265	0,513	0,284	0,3	0,435	0,172	0,185	0,264	0,178

Таблица 2.4. Результаты второго расчета ($E=8542,12$ Мпа) (прогибы
указаны в мм)

Номер точки	№1	№2	№3	№4	№5	№6	№7	№8	№9
Этап 1	0,04	0,08	0,05	0,05	0,07	0,03	0,03	0,04	0,03
Этап 2	0,09	0,17	0,10	0,10	0,14	0,06	0,06	0,09	0,06
Этап 3	0,13	0,25	0,14	0,15	0,22	0,09	0,09	0,13	0,09
Этап 4	0,18	0,34	0,19	0,20	0,29	0,11	0,12	0,18	0,12
Этап 5	0,22	0,42	0,24	0,25	0,36	0,14	0,15	0,22	0,15
Этап 6	0,26	0,51	0,28	0,30	0,43	0,17	0,19	0,26	0,18
Этап 7	0,35	0,68	0,38	0,40	0,57	0,23	0,25	0,35	0,24
Этап 8	0,40	0,76	0,43	0,45	0,65	0,25	0,28	0,39	0,27
Этап 9	0,44	0,85	0,47	0,49	0,72	0,29	0,31	0,44	0,29
Этап 10	0,48	0,93	0,52	0,55	0,79	0,31	0,34	0,48	0,32
Этап 11	0,53	1,02	0,57	0,59	0,86	0,34	0,37	0,53	0,35
Этап 12	0,57	1,10	0,61	0,65	0,94	0,37	0,40	0,57	0,38
Этап 13	0,61	1,19	0,66	0,70	1,01	0,40	0,43	0,61	0,41
Этап 14	0,66	1,27	0,70	0,75	1,08	0,43	0,46	0,65	0,44
Этап 15	0,70	1,36	0,75	0,80	1,15	0,46	0,49	0,70	0,47
Этап 16	0,75	1,44	0,80	0,84	1,23	0,48	0,52	0,74	0,50
Этап 17	0,79	1,53	0,85	0,89	1,30	0,51	0,55	0,79	0,53
Этап 18	0,83	1,61	0,89	0,94	1,37	0,54	0,58	0,83	0,56
Этап 19	0,88	1,70	0,94	0,99	1,44	0,57	0,61	0,88	0,59
Этап 20	0,92	1,78	0,99	1,04	1,51	0,60	0,64	0,92	0,62
Этап 21	0,97	1,86	1,03	1,09	1,58	0,63	0,67	0,96	0,65
Этап 22	1,01	1,95	1,08	1,14	1,66	0,65	0,70	1,00	0,68

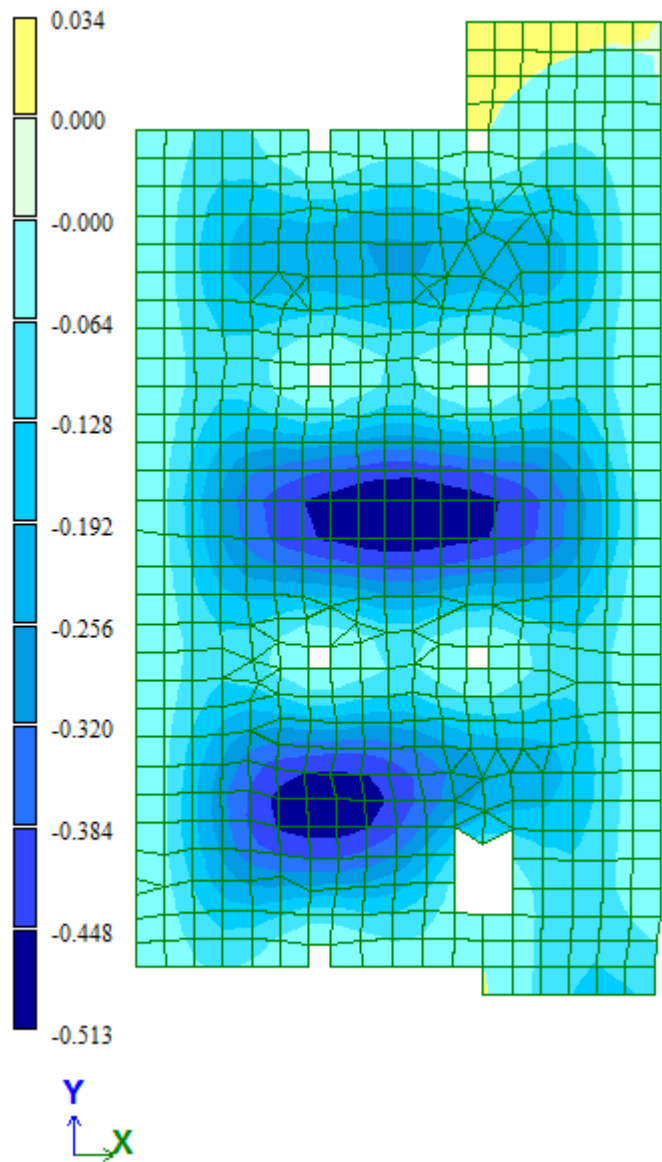


Рисунок 2.4 - Перемещения плиты по оси Z от нагрузки 736 кг/м^2 (модуль упругости $E = 32500 \text{ МПа}$)

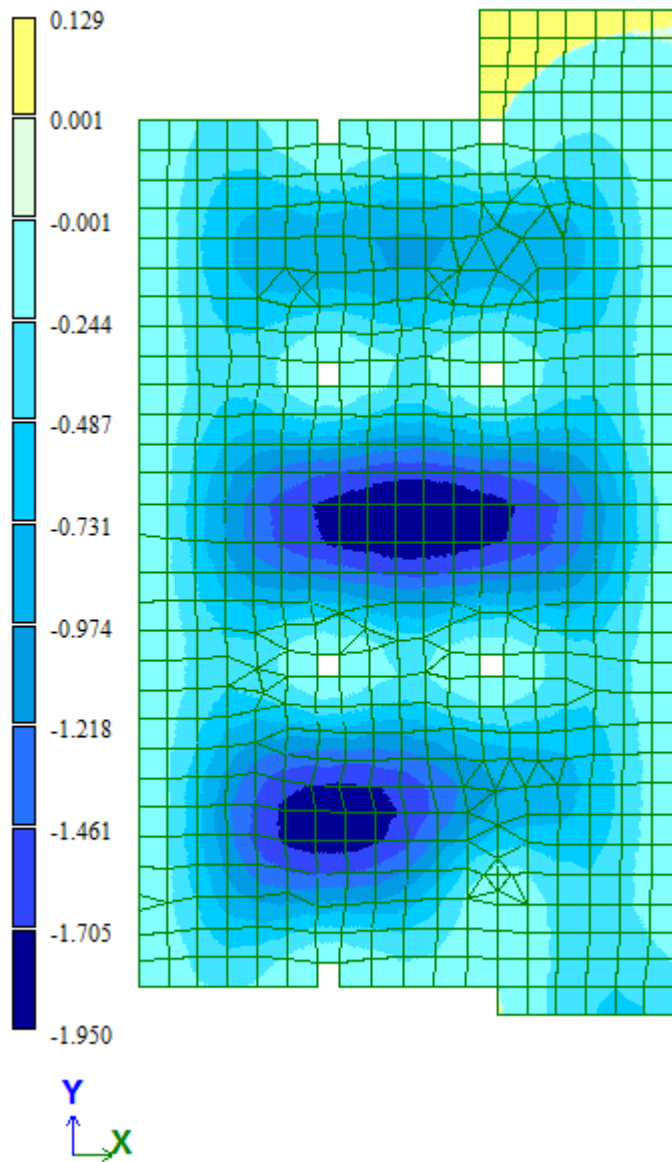


Рисунок 2.5 - Перемещения плиты по оси Z от нагрузки 736 кг/м^2 (модуль упругости $E=8542,12 \text{ Мпа}$)

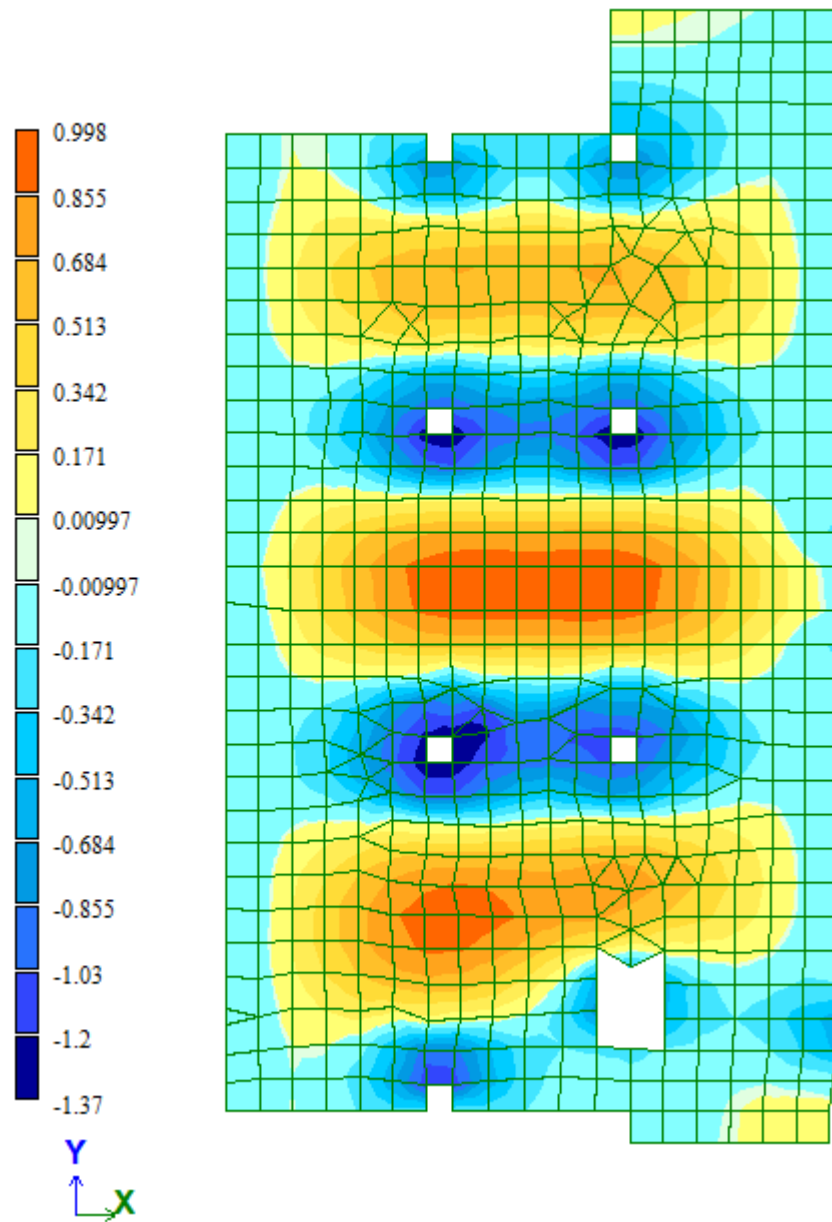


Рисунок 2.6 - Усилия M_u полученные при загрузении нагрузкой 736 кг/м²

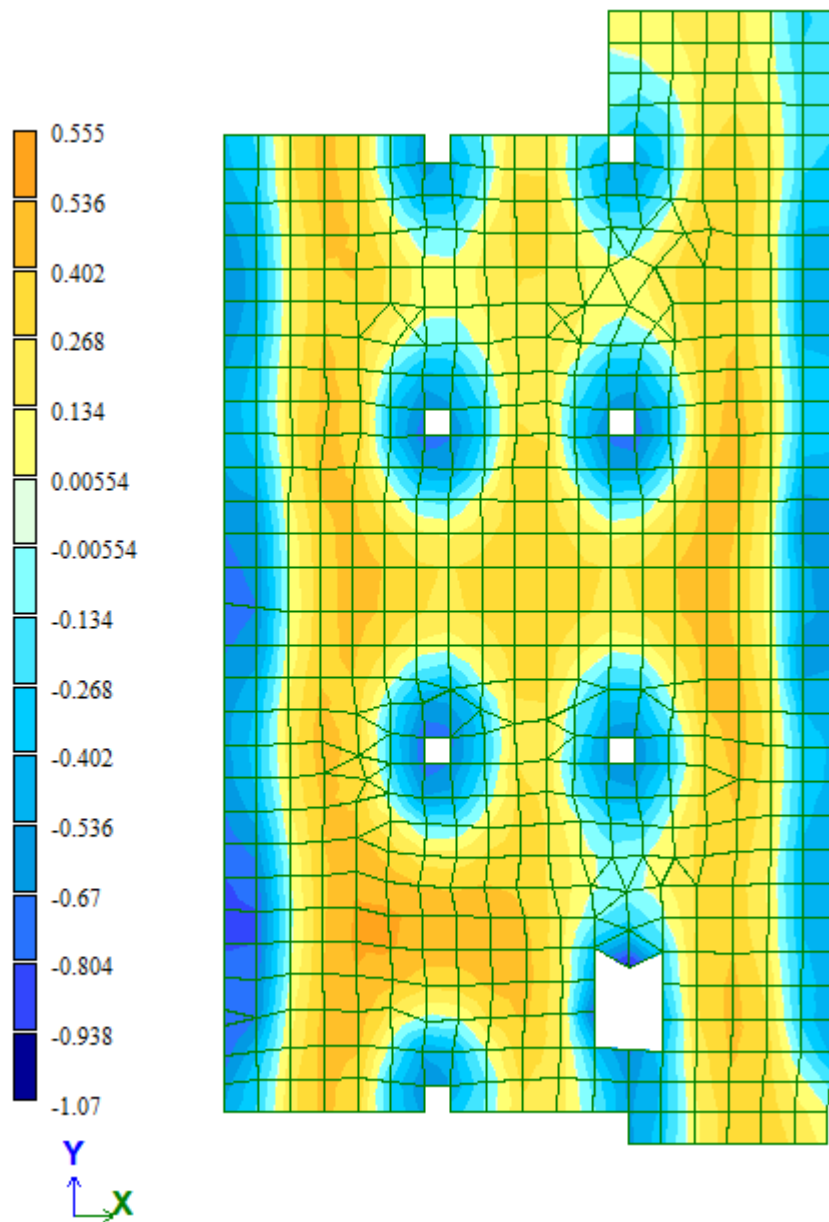


Рисунок 2.7 - Усилия M_x полученные при загрузке нагрузкой 736 кг/м²

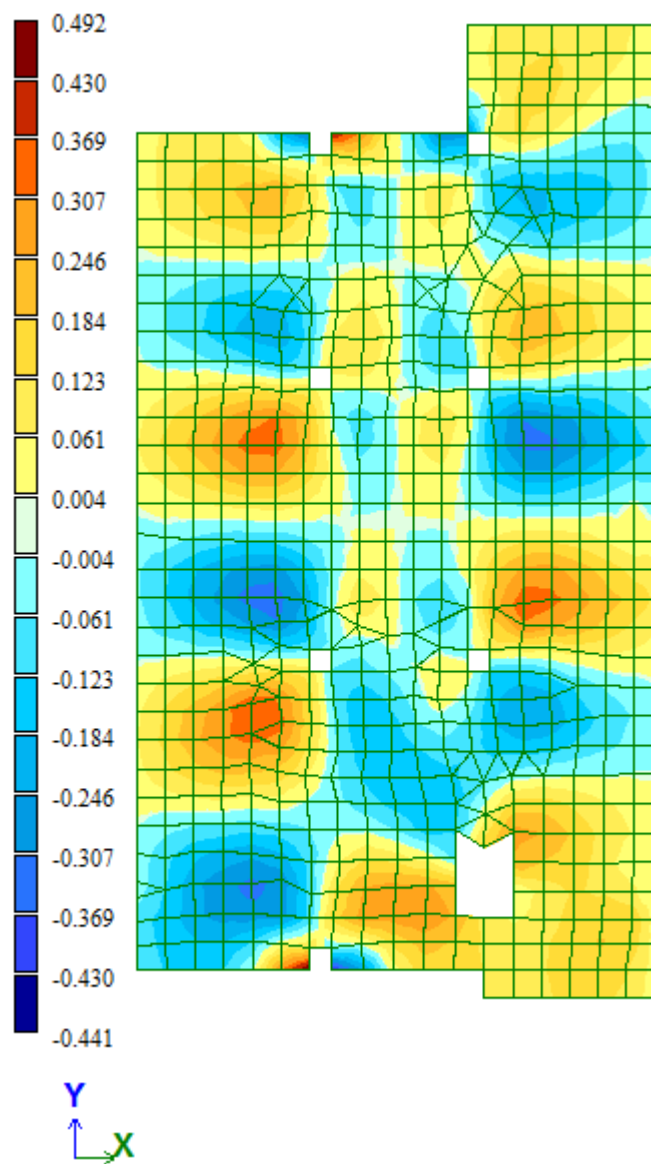


Рисунок 2.8 - Усилия M_{xy} полученные при загрузке нагрузкой 736 кг/м²

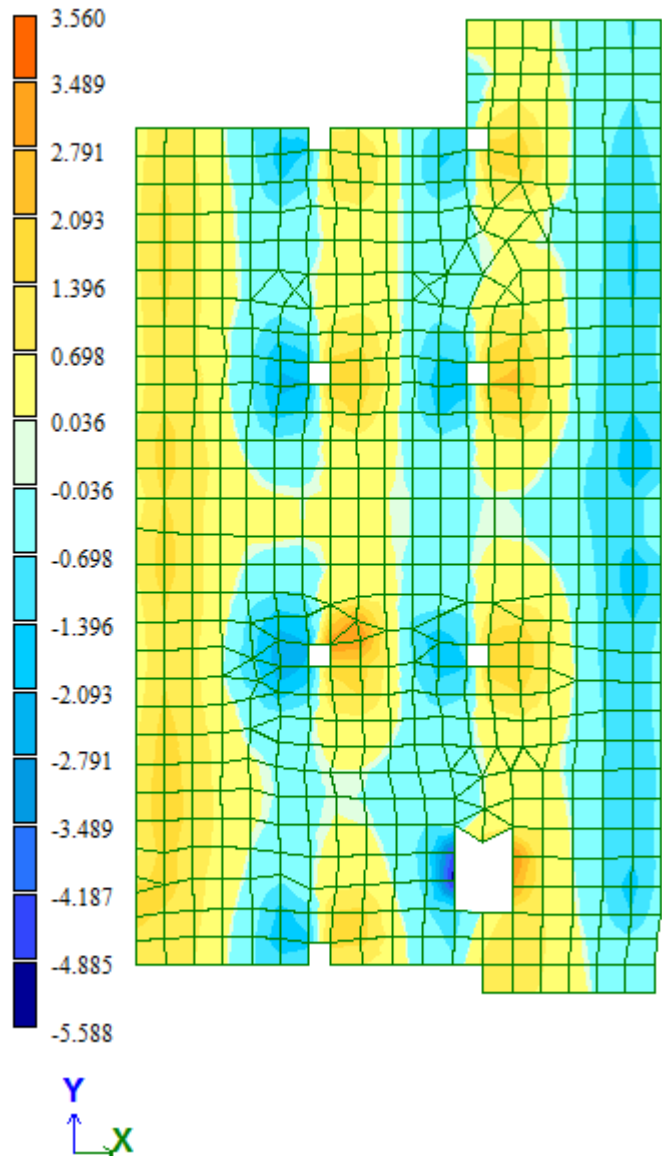


Рисунок 2.9 - Усилия Q_x полученные при загрузении нагрузкой 736 кг/м²

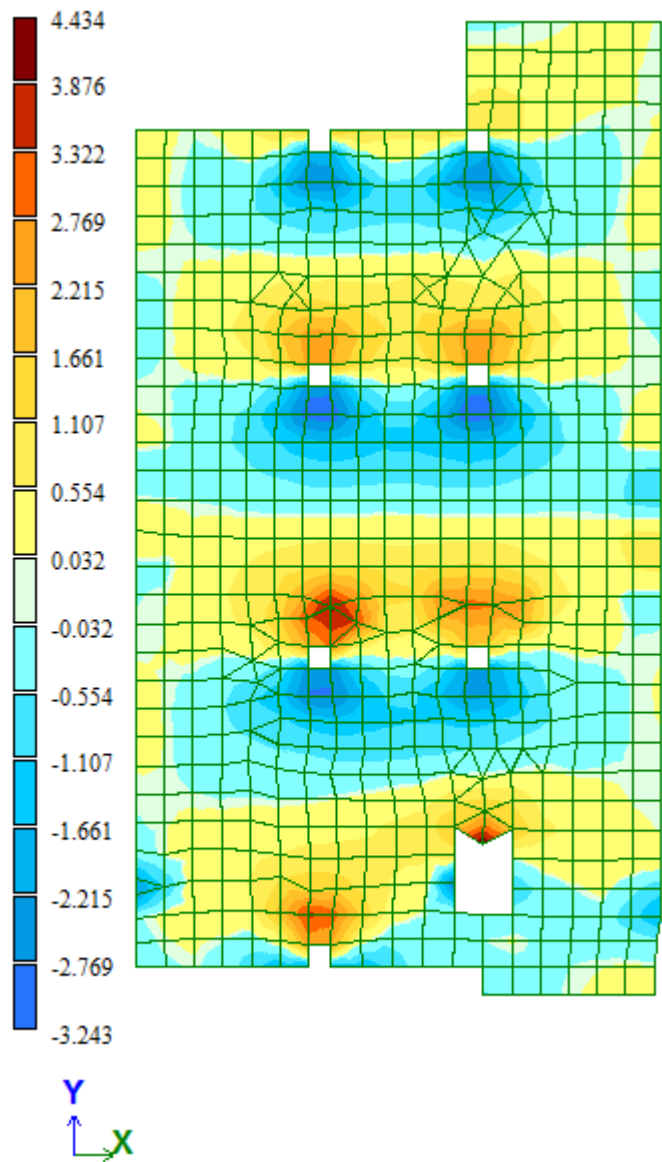


Рисунок 2.10 - Усилия Q_y полученные при загрузении нагрузкой 736 кг/м²

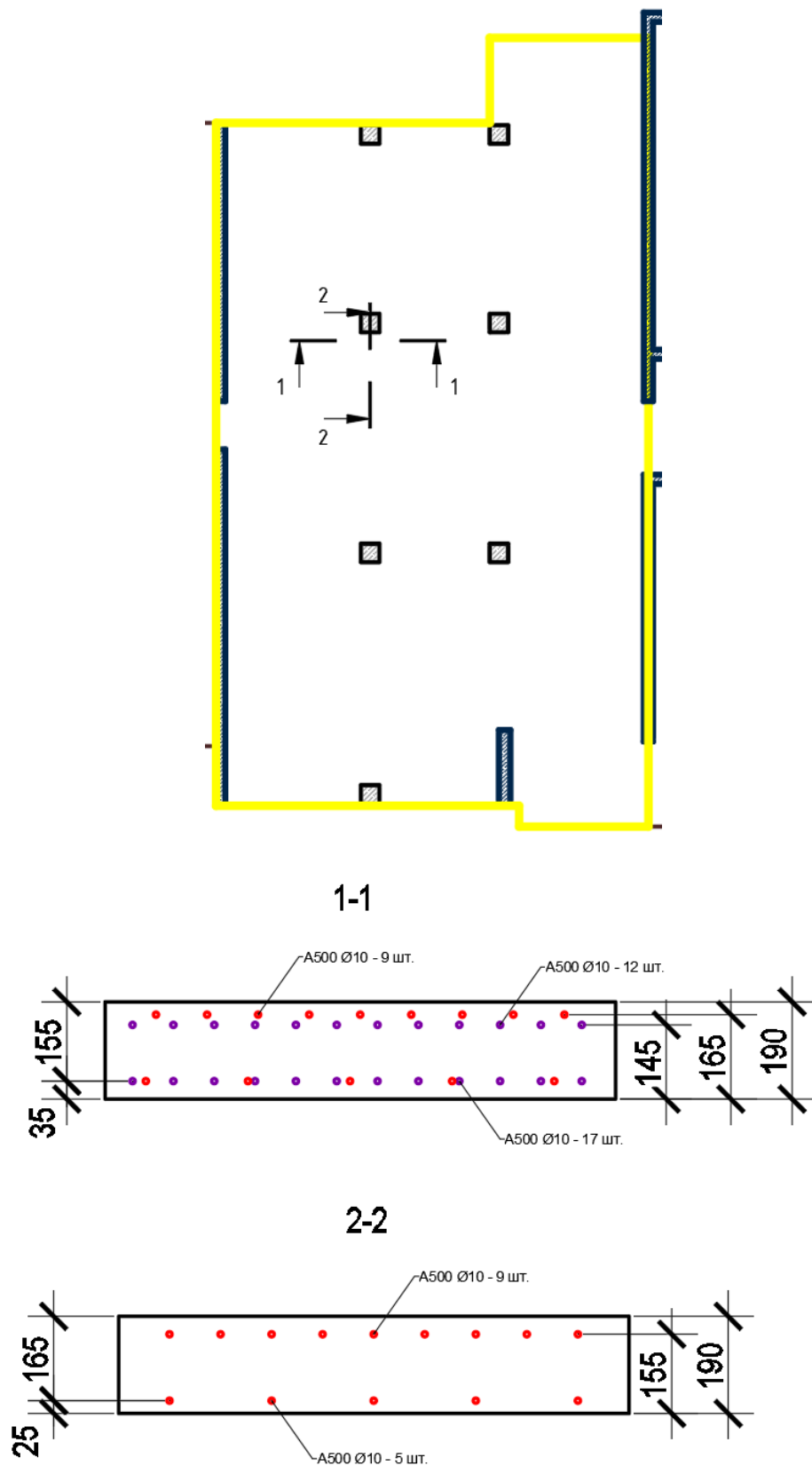
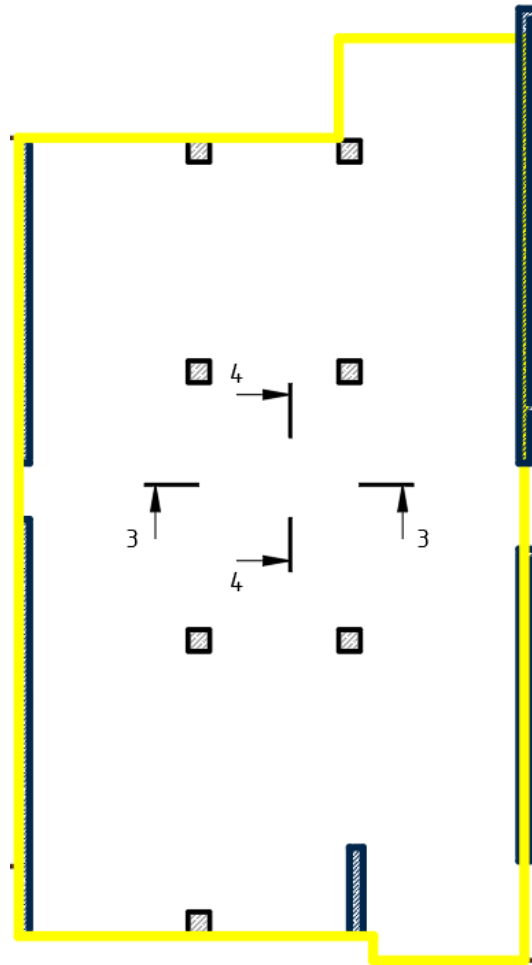
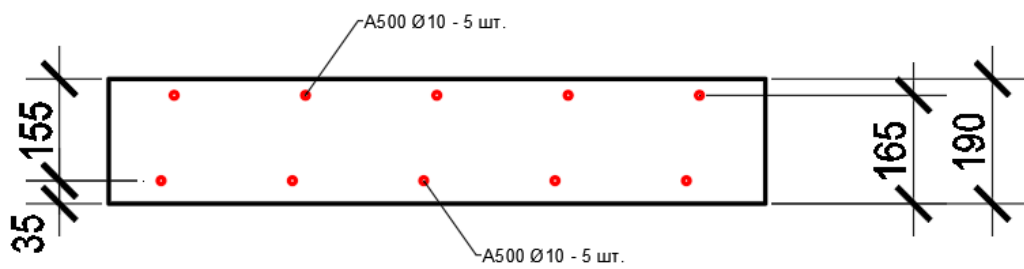


Рисунок 2.11 - Поперечные сечения плиты в приопорной зоне у колонны



3-3



4-4

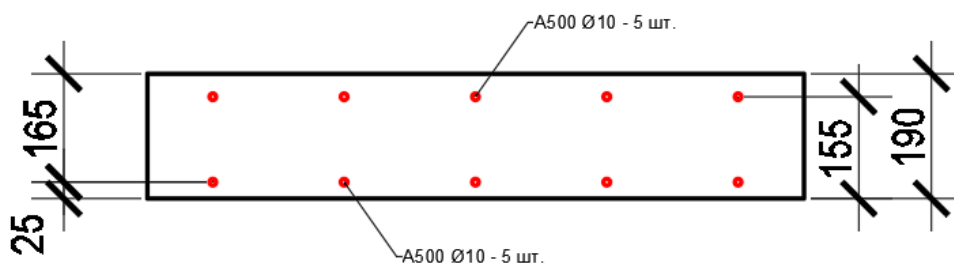
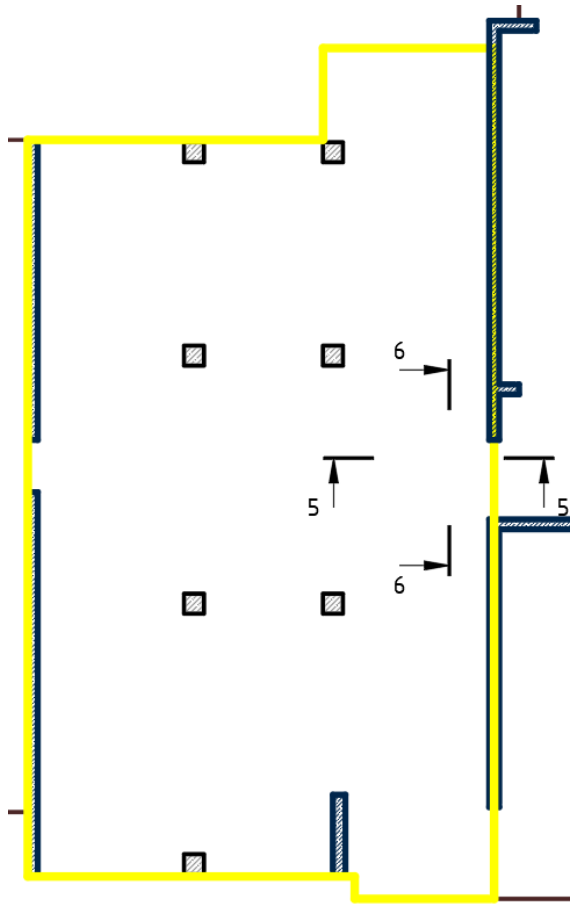
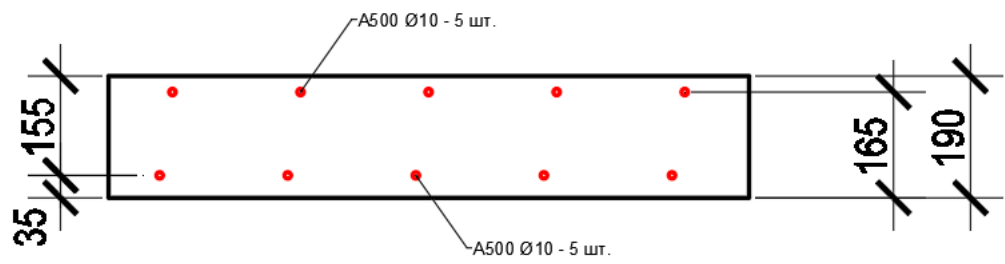


Рисунок 2.12 - Поперечные сечения плиты в центре плиты



5-5



6-6

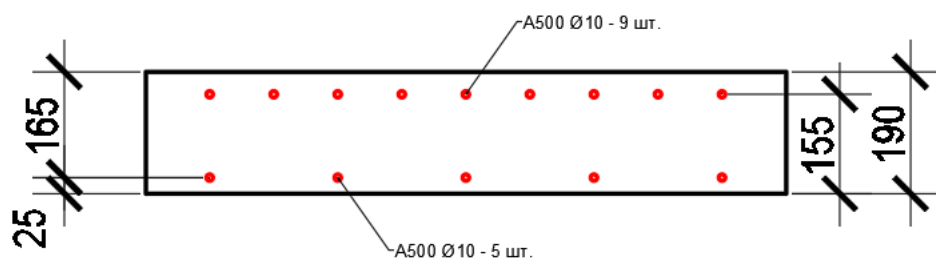


Рисунок 2.13 - Поперечные сечения плиты в приопорной зоне у стены

Таблица 2.5. Прочностные характеристики сечений

Сечение	Момент трещинообразования, тм	Предельный изгибающий момент, тм
1-1	-1,523	-9,211
2-2	-1,446	-4,368
3-3	1,436	2,264
4-4	1,444	2,438
5-5	-1,436	-2,264
6-6	-1,446	-4,368

Таблица 2.6. Усилия, возникающие при нагрузке 736 кг/м²

Сечение	My, тм	Mx, тм
1-1	-1,37	-
2-2	-	-0,666
3-3	0,998	-
4-4	-	0,555
5-5	-0,863	-
6-6	-	-1,307

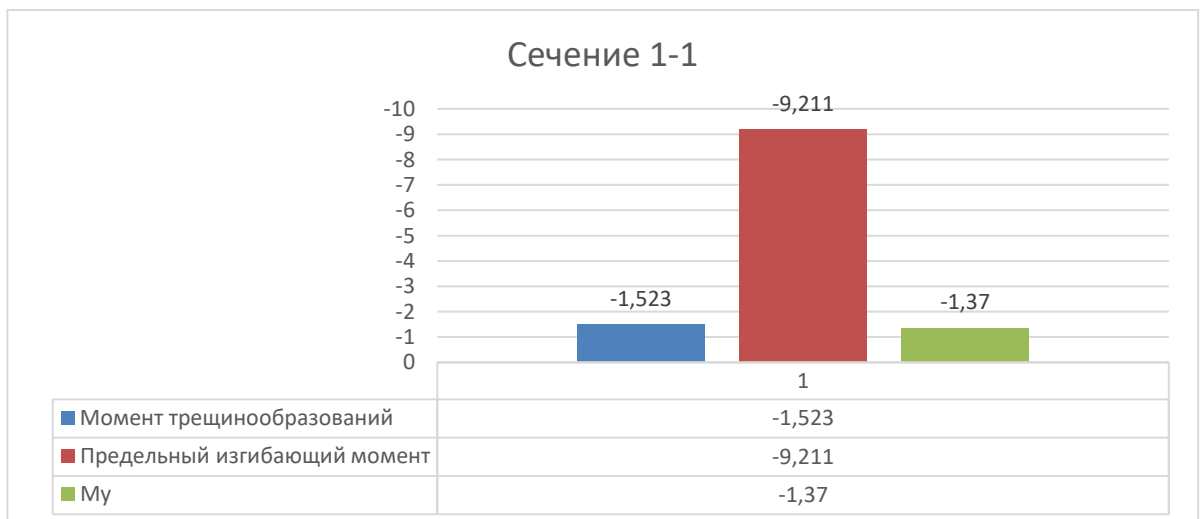


Рисунок 2.14. Диаграмма полученных результатов для сечения 1-1

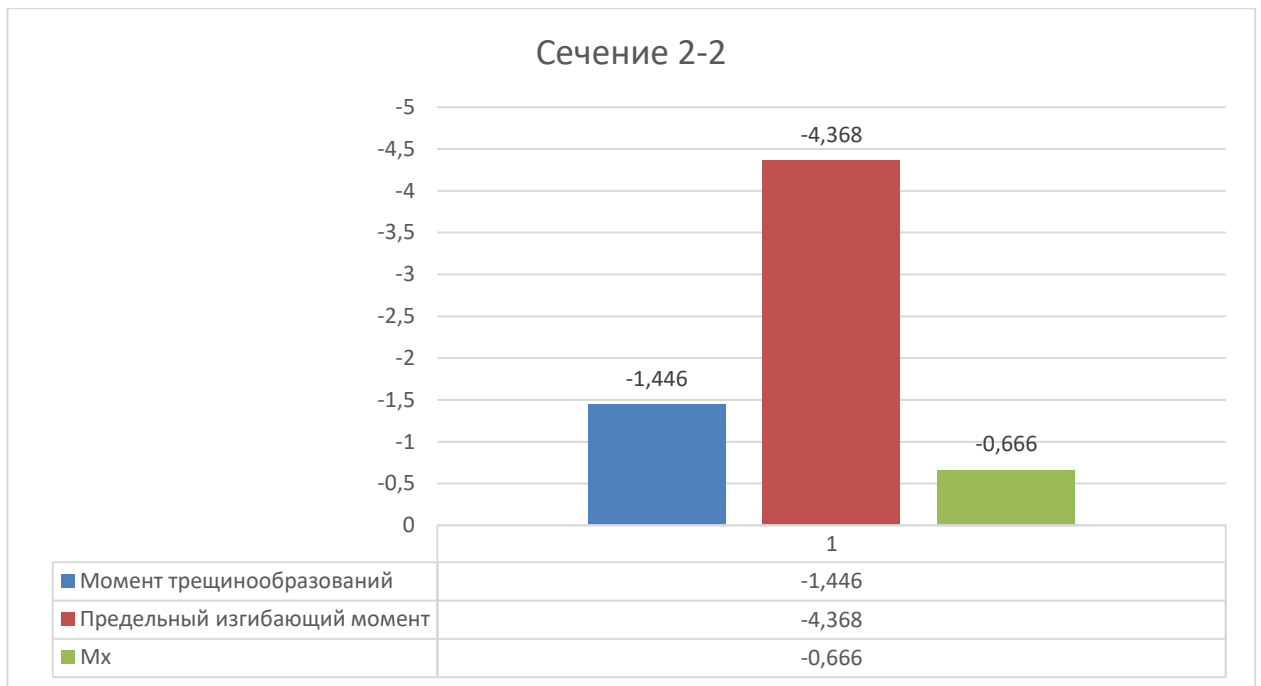


Рисунок 2.15 - Диаграмма полученных результатов для сечения 2-2

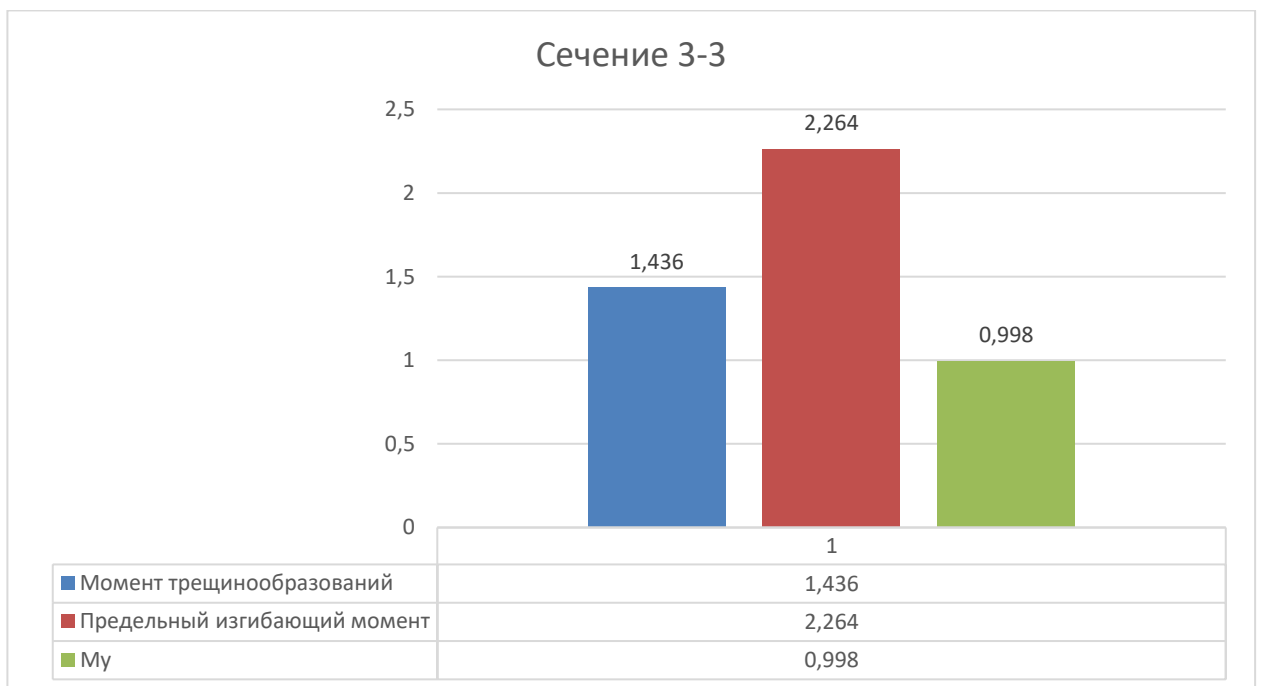


Рисунок 2.16 - Диаграмма полученных результатов для сечения 3-3

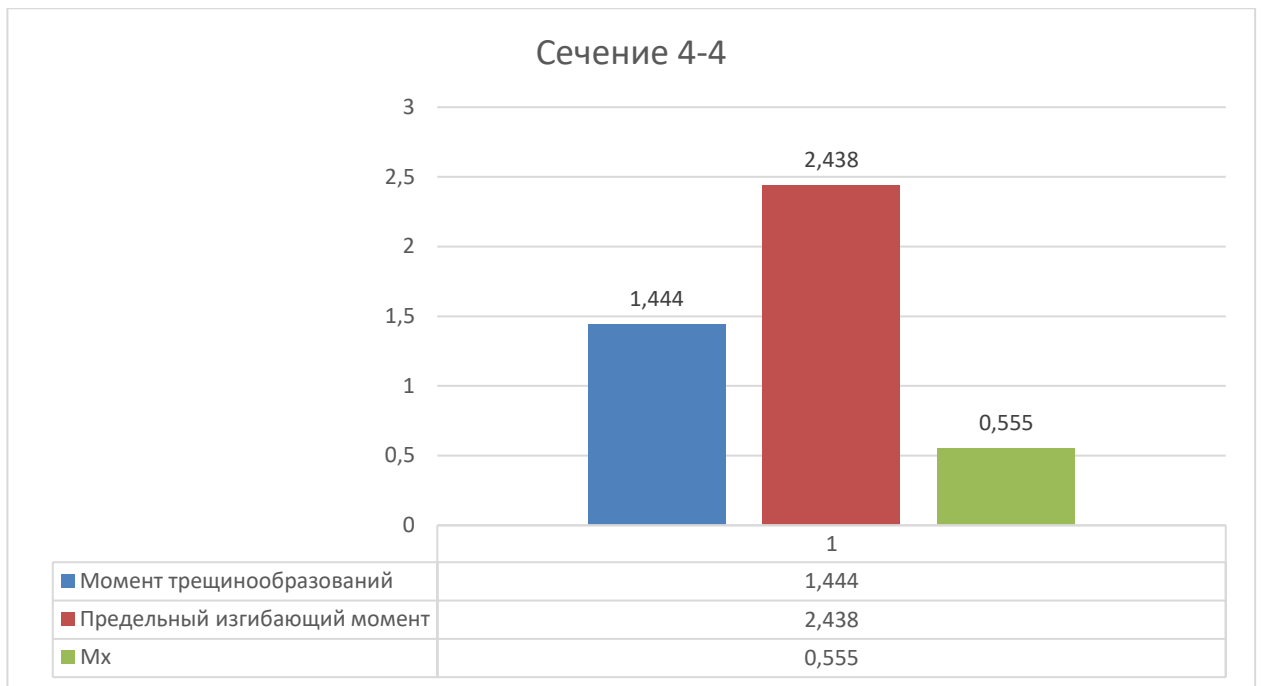


Рисунок 2.17 - Диаграмма полученных результатов для сечения 4-4

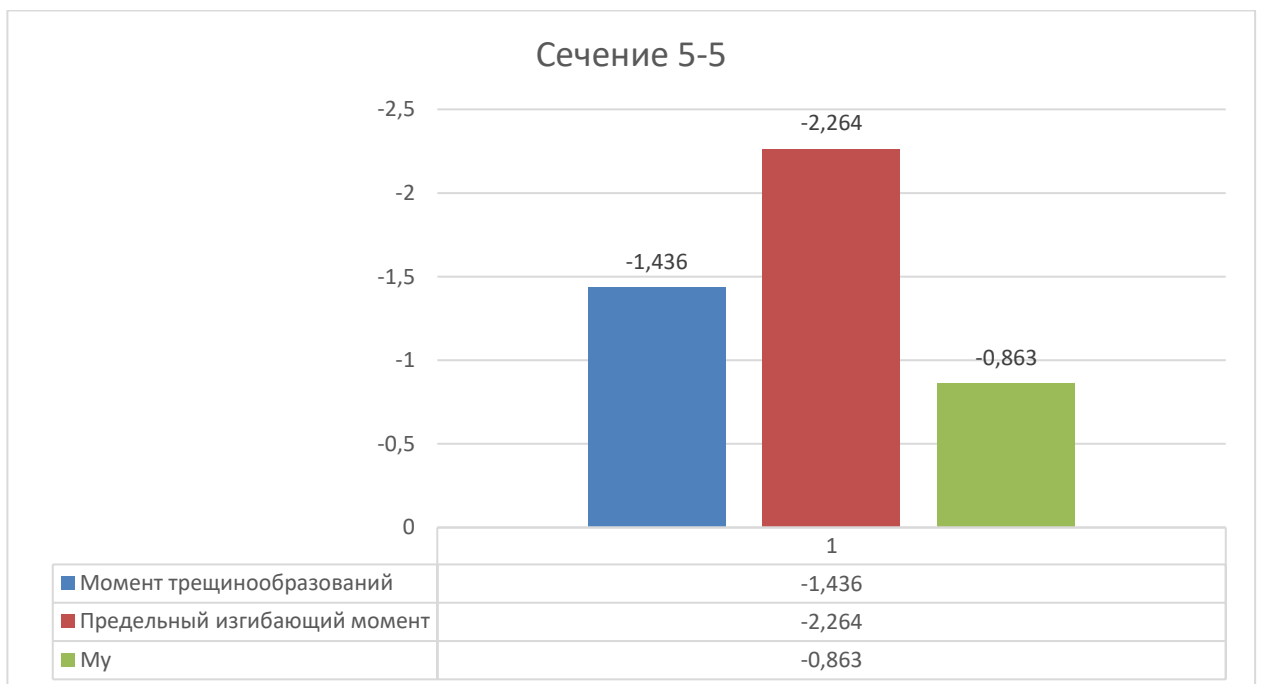


Рисунок 2.18 - Диаграмма полученных результатов для сечения 5-5

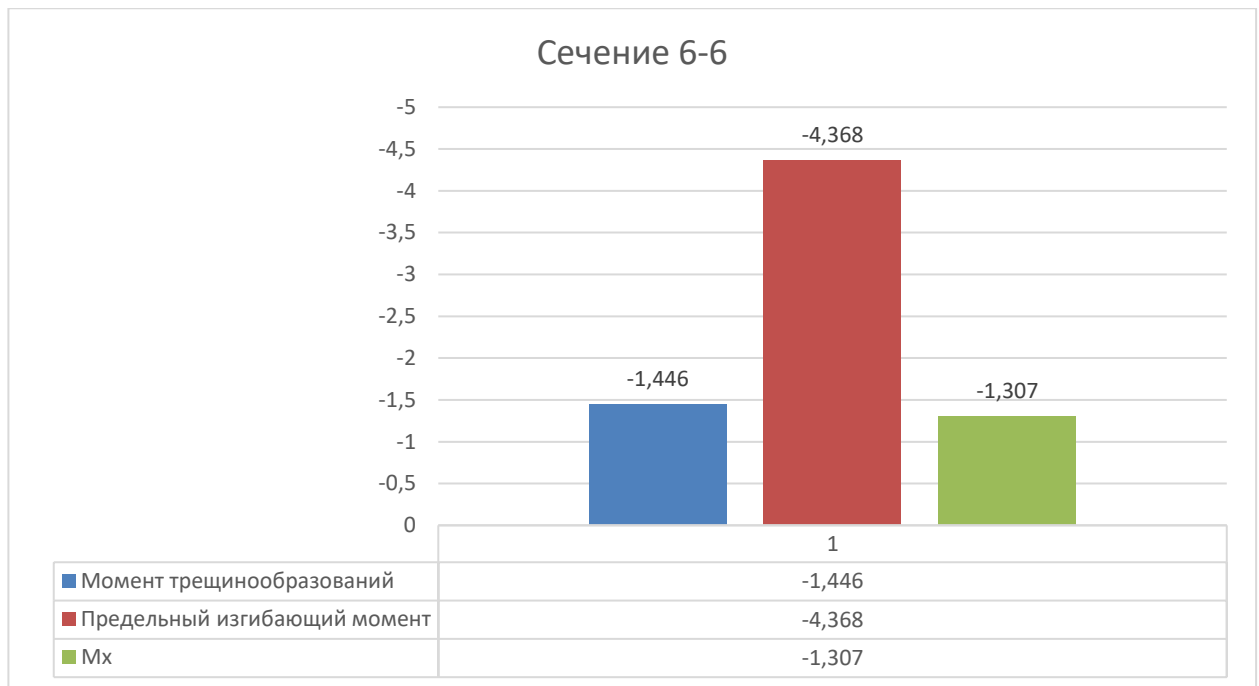


Рисунок 2.19 - Диаграмма полученных результатов для сечения 6-6

Вывод по второй главе:

Результаты исследования показали, что при разной прочности бетона по толщине прогибы увеличиваются на 12,39%, наличие трещин в плите перекрытия увеличивает прогибы на 70%, при учете коэффициента 0,3.

ГЛАВА 3. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРУЕМОГО СОСТОЯНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ БЕЗБАЛОЧНОЙ МОНОЛИТНОЙ ПЛИТЫ ПЕРЕКРЫТИЯ С РАЗНОЙ ПРОЧНОСТЬЮ БЕТОНА ПО ТОЛЩИНЕ

За объект исследования принята железобетонная безбалочная монолитная плита перекрытия строящегося многоэтажного жилого дома расположенного по ул. Лесников в Свердловском районе г. Красноярска.

Стыковка плиты с колонной произведена с помощью дополнительных каркасов арматуры, во избежание продавливание плиты. Размеры участка исследования приведены на рисунке 3.1. Материалы и их характеристики используемые в устройстве плиты приведены в таблице 3.1. Толщина перекрытия составляет 200 мм.

Таблица 3.1. Материалы и их характеристики

Материал	Модуль упругости, МПа	Нормативная прочность на сжатия, МПа	Нормативная прочность на растяжение, МПа	Расчетная прочность на сжатия, МПа	Расчетная прочность на растяжение, МПа
Бетон В30	32500	22	1,75	17	1,15
Арматура А500С	200000	500	500	435	435

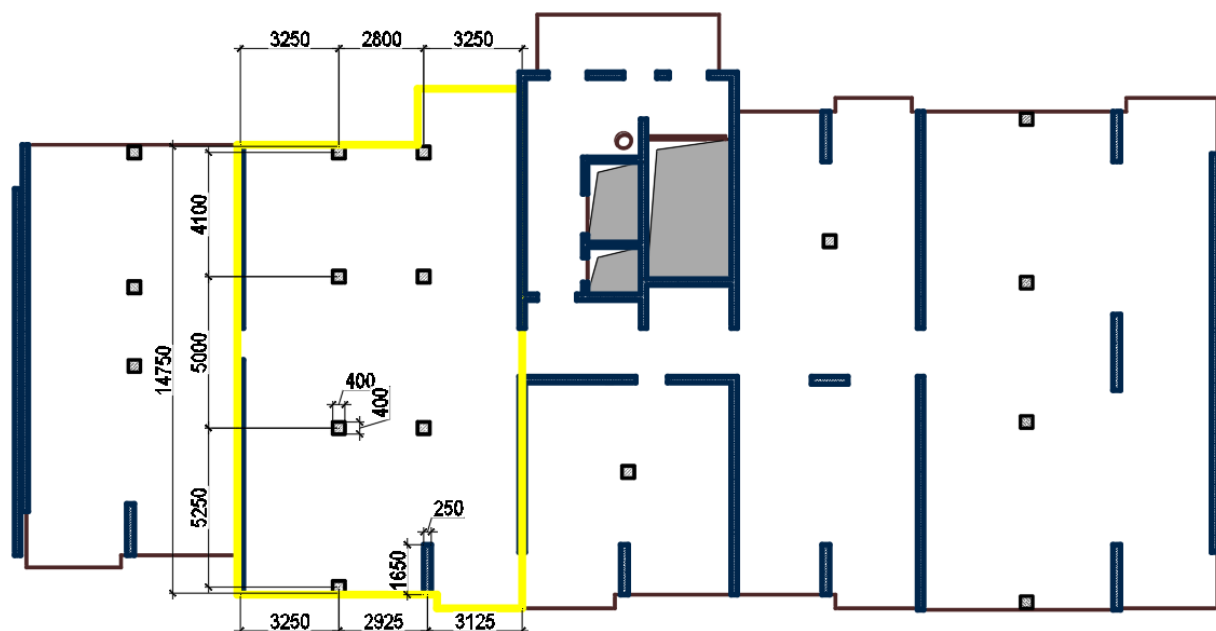


Рисунок 3.1 - Железобетонная монолитная плита перекрытия

Железобетонная монолитная плита перекрытия была устроена с нарушением требований зимнего бетонирования. После обследования плиты перекрытия, были выявлены трещины снизу плиты, верхний слой бетона не застыл на толщину 10 мм. Картина трещин показана на рисунке 3.4. Было произведено лабораторное испытание керна монолитной железобетонной плиты, полученные результаты отображены на фотографиях 1 и 2.



Рисунок 3.2 - Испытание образца из плиты, выполненной без нарушений требований зимнего бетонирования



Рисунок 3.3 - Испытание образца из плиты, выполненной с нарушениями требований зимнего бетонирования

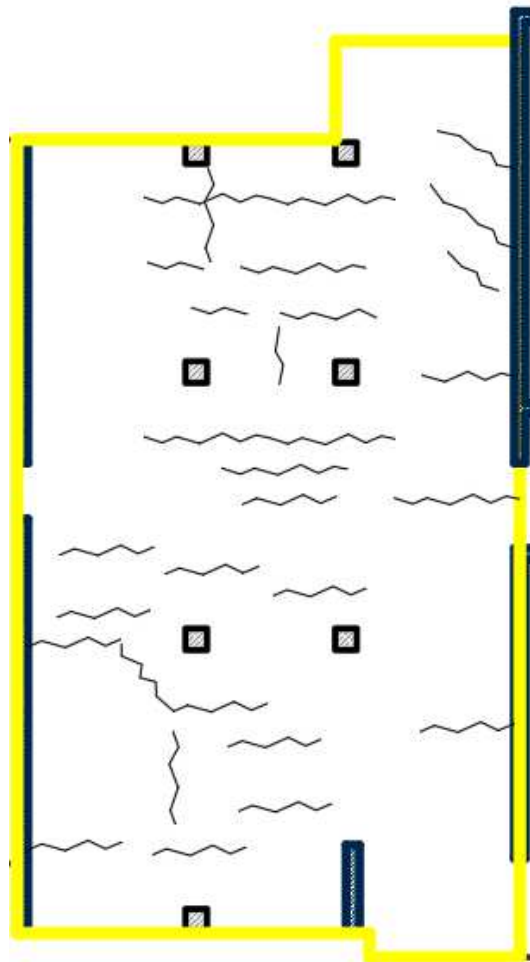


Рисунок 3.4 - Картина трещин снизу плиты

Перед испытанием плиты был снят верхний слой незастывшего бетона толщиной 10 мм, установлены прогибомеры 6ПАО, для измерения раскрытия трещин использовался микроскоп МПБ-3.

Загружение монолитной плиты перекрытия проводилось с помощью кирпичей, которые располагались в виде столбиков, расставленных на 1 м². Нагружения проводились этапами, изложенными в главе 2. Нагрузка являлась кратковременной, каждый шаг нагрузки производился с промежутком по времени 40 минут. Прогибомеры были расставлены по схеме, приведенной на рисунке 3.5.

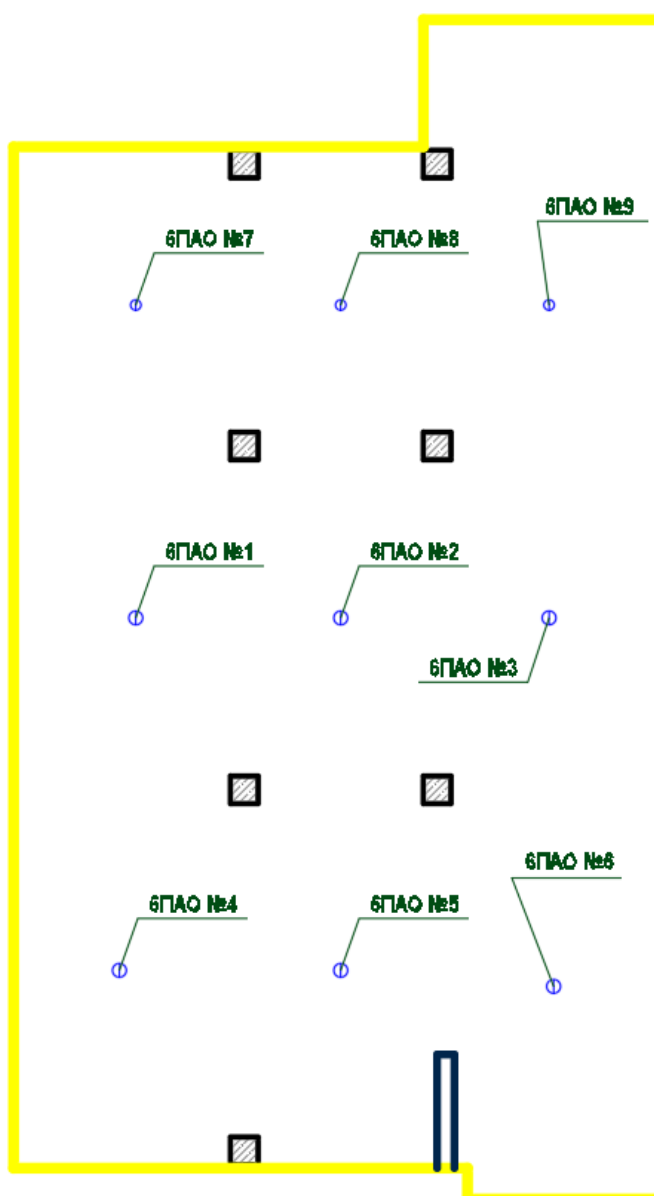


Рисунок 3.5 - Расстановка прогибомеров 6ПАО



Рисунок 3.6 - Монолитная плита перекрытия сверху до нагружения



Рисунок 3.7 - Монолитная плита перекрытия снизу до нагружения



Рисунок 3.8 - Установка прогибомеров БПАО



Рисунок 3.9 - Раскладка нагрузки от кирпичей (этап 1 – 32 кг/м²)



Рисунок 3.10 - Раскладка нагрузки от кирпичей (этап 22 – 736 кг/м²)



Рисунок 3.11 - Трещины снизу плиты до начала испытания



Рисунок 3.12 - Трещины снизу плиты на последнем этапе нагружения 736 кг/м²

В ходе испытания новых трещин на плите не образовывалось, было замечено раскрытие существующих трещин оно составило от 0,3 мм (на начальном этапе) до 0,7 мм (на последнем этапе нагружения).

Результаты, полученные в ходе испытания приведены в таблице 3.2.

Таблица 3.2. Показания прогибомеров бПАО

Номер этапа	Нагрузка, кг/м ²	Номер прогибометра бПАО								
		№1	№2	№3	№4	№5	№6	№7	№8	№9
1	32	0	0,1	0,06	0,08	0,07	0,02	0,03	0,07	0,08
2	64	0,16	0,19	0,13	0,19	0,17	0,03	0,1	0,16	0,14
3	96	0,17	0,24	0,17	0,25	0,21	0,06	0,14	0,21	0,19
4	128	0,15	0,32	0,21	0,3	0,25	0,11	0,16	0,24	0,22
5	160	0,11	0,37	0,25	0,35	0,31	0,21	0,18	0,27	0,25
6	192	0,11	0,4	0,26	0,37	0,33	0,21	0,2	0,28	0,25
7	256	0,11	0,58	0,42	0,62	0,56	0,3	0,32	0,34	0,27
8	288	0,15	0,66	0,47	0,67	0,57	0,34	0,33	0,4	0,34
9	320	0,17	0,7	0,51	0,68	0,58	0,34	0,36	0,43	0,35
10	352	0,18	0,76	0,55	0,7	0,62	0,34	0,38	0,46	0,36
11	384	0,19	0,79	0,56	0,72	0,63	0,35	0,38	0,49	0,37
12	416	0,2	0,87	0,6	0,78	0,69	0,38	0,43	0,54	0,42
13	448	0,2	0,92	0,63	0,78	0,7	0,39	0,44	0,57	0,43
14	480	0,21	0,99	0,96	0,81	0,75	0,39	0,47	0,63	0,47
15	512	0,21	1,03	1,01	0,83	0,79	0,42	0,49	0,65	0,47
16	544	0,23	1,14	1,01	0,9	0,88	0,47	0,64	0,75	0,52
17	576	0,24	1,27	1,09	0,95	0,89	0,51	0,77	0,88	0,61
18	608	0,25	1,36	1,17	0,97	0,93	0,55	0,87	0,94	0,67
19	640	0,24	1,57	1,31	1,15	1,09	0,71	1,01	1,16	0,86
20	672	0,25	1,67	1,34	1,17	1,16	0,71	1,01	1,18	0,84
21	704	0,25	1,81	1,37	1,23	1,22	0,73	1,03	1,24	0,86
22	736	0,25	1,83	1,41	1,27	1,28	0,76	1,16	1,31	0,89

Сопоставление результатов численных и экспериментальных отражены в следующих графиках:

Сравнение прогибов с первым расчетом (модуль упругости $E=32500 \text{ Мпа}$)

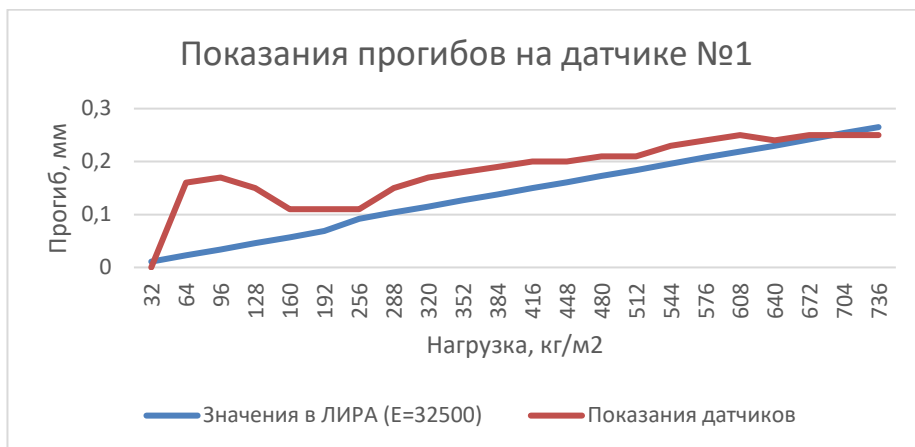


Рисунок 3.13 - Сравнение результатов в точке 1

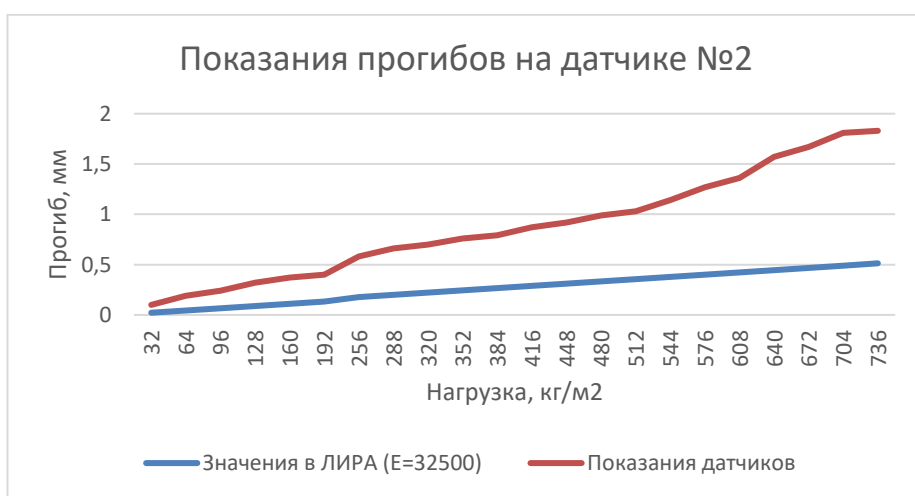


Рисунок 3.14 - Сравнение результатов в точке 2

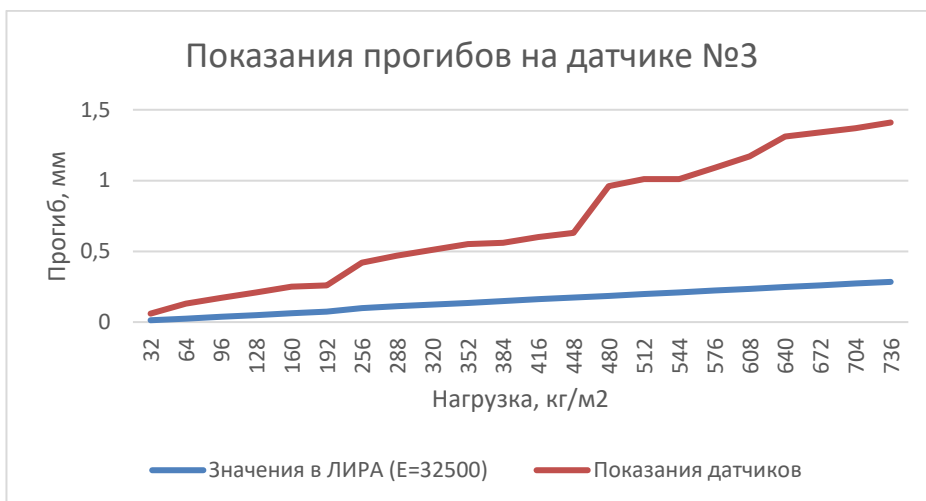


Рисунок 3.15 - Сравнение результатов в точке 3

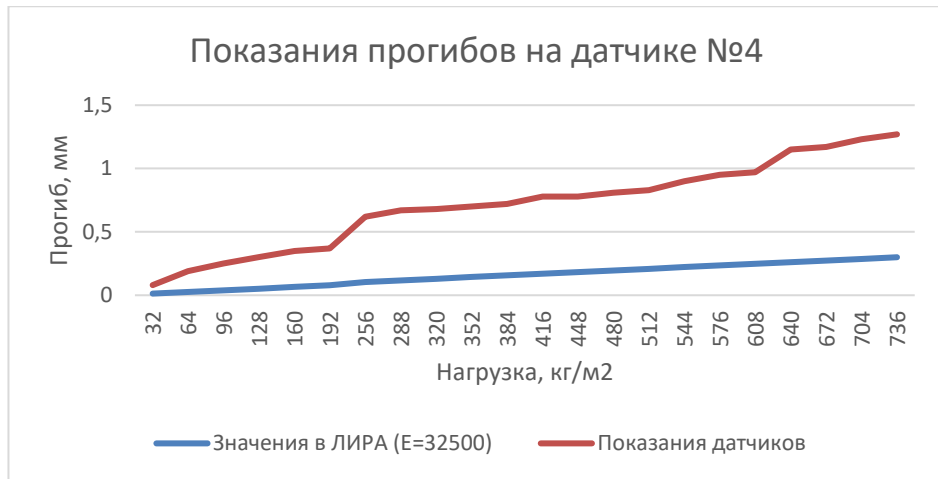


Рисунок 3.16 - Сравнение результатов в точке 4

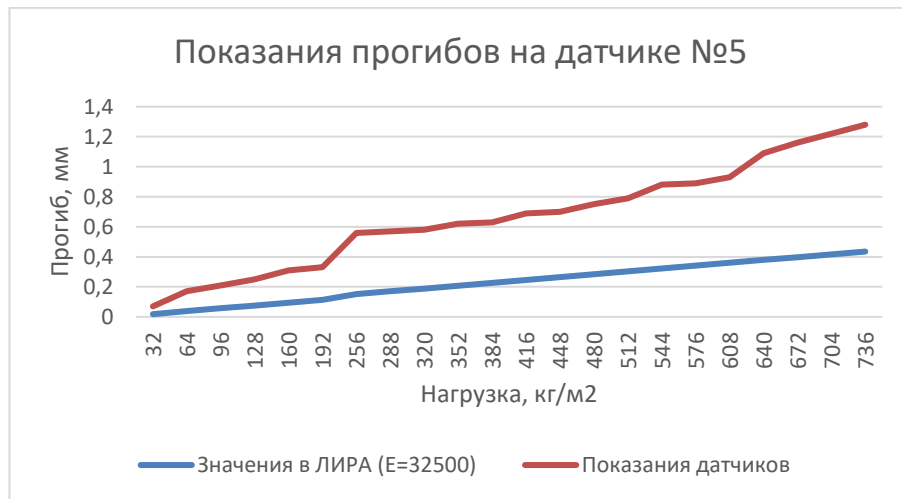


Рисунок 3.17 - Сравнение результатов в точке 5

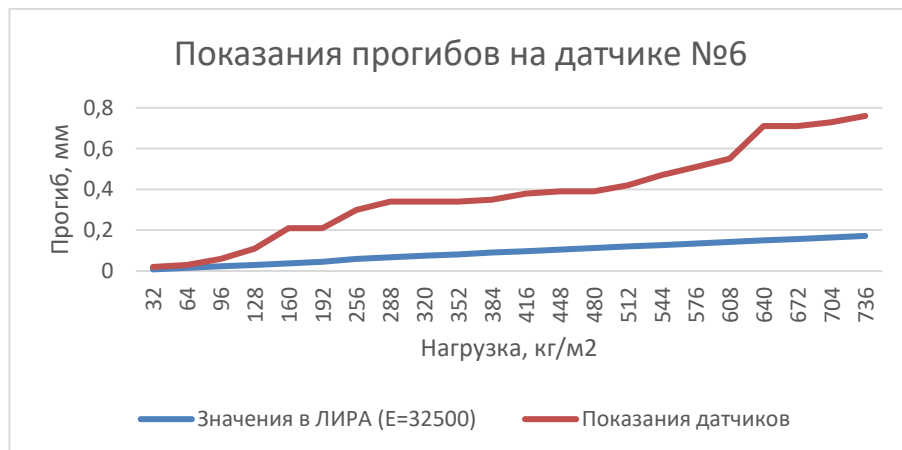


Рисунок 3.18 - Сравнение результатов в точке 6

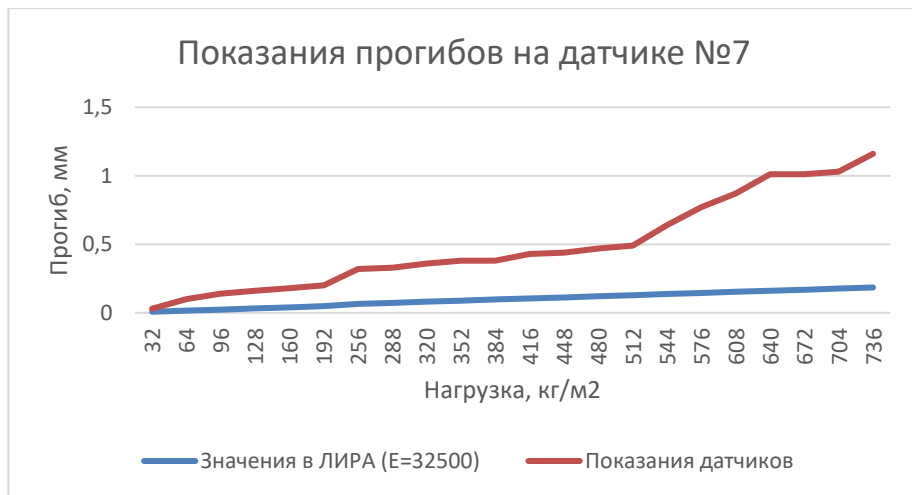


Рисунок 3.19 - Сравнение результатов в точке 7

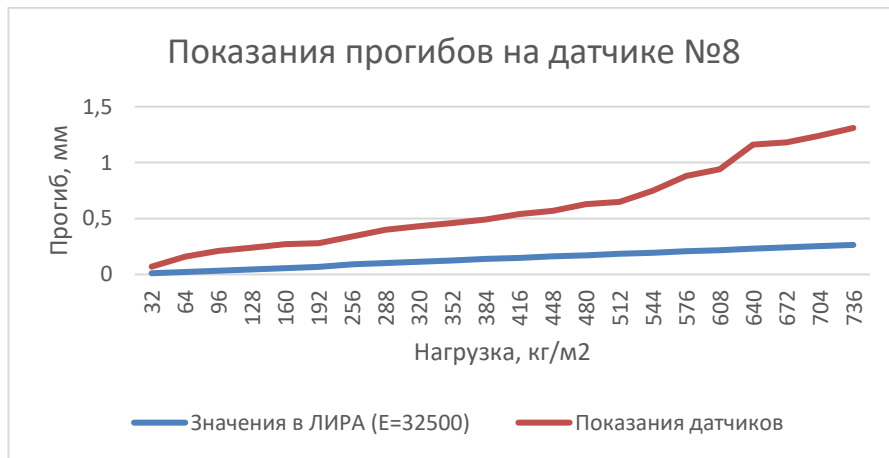


Рисунок 3.20 - Сравнение результатов в точке 8



Рисунок 3.21 - Сравнение результатов в точке 9

Сравнение прогибов со вторым расчетом (модуль упругости $E=8542,12$ Мпа)

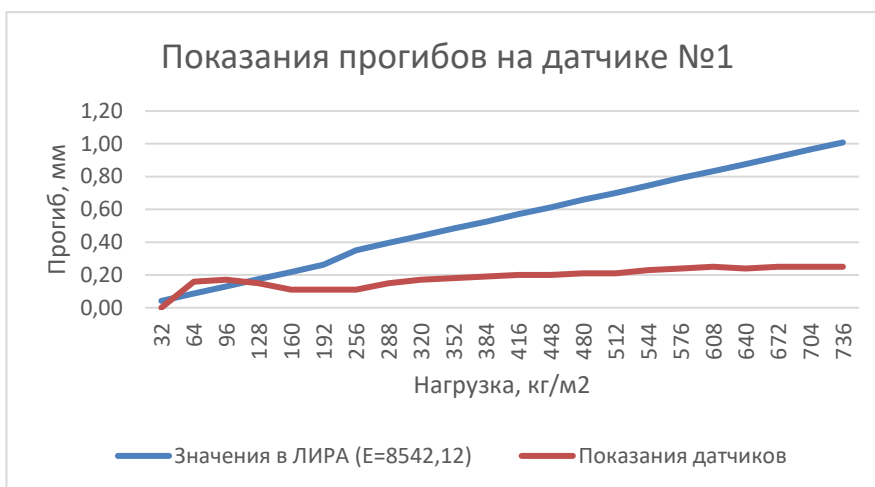


Рисунок 3.22 - Сравнение результатов в точке 1

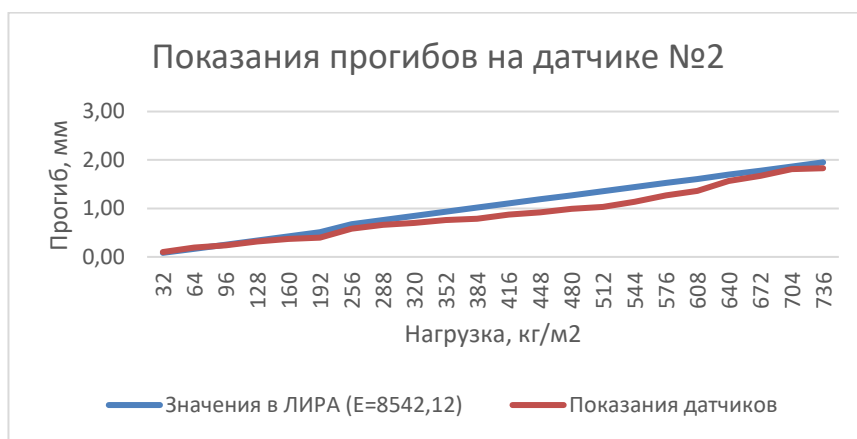


Рисунок 3.23 - Сравнение результатов в точке 2

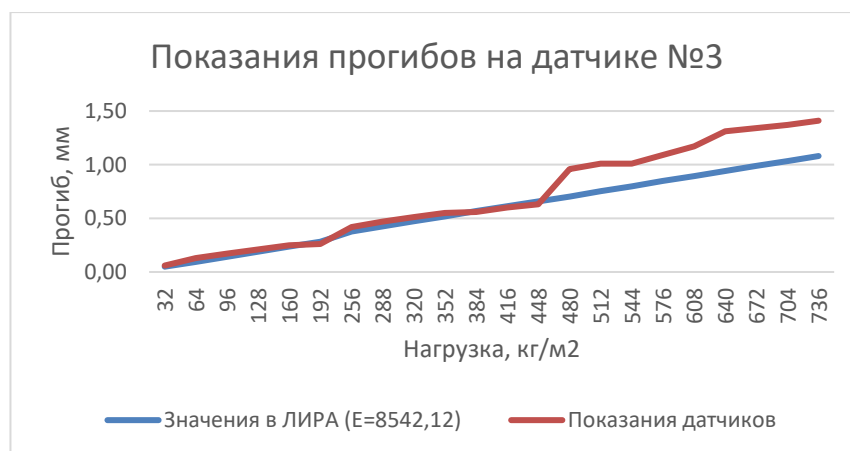


Рисунок 3.24 - Сравнение результатов в точке 3



Рисунок 3.25 - Сравнение результатов в точке 4

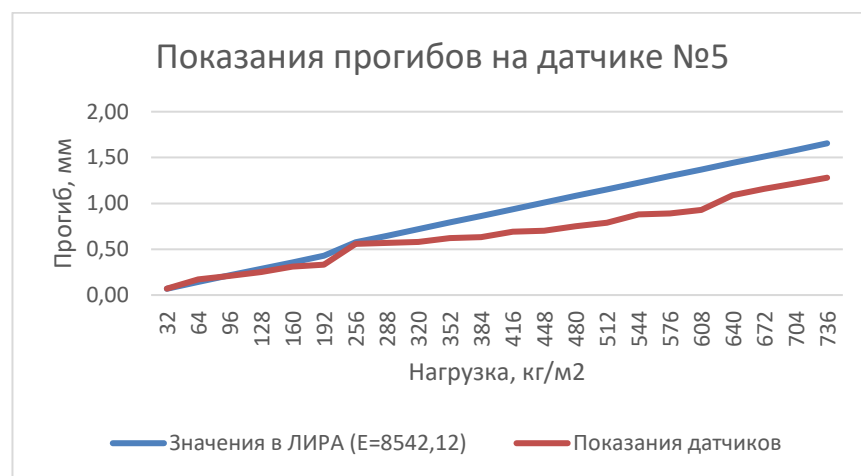


Рисунок 3.26 - Сравнение результатов в точке 5

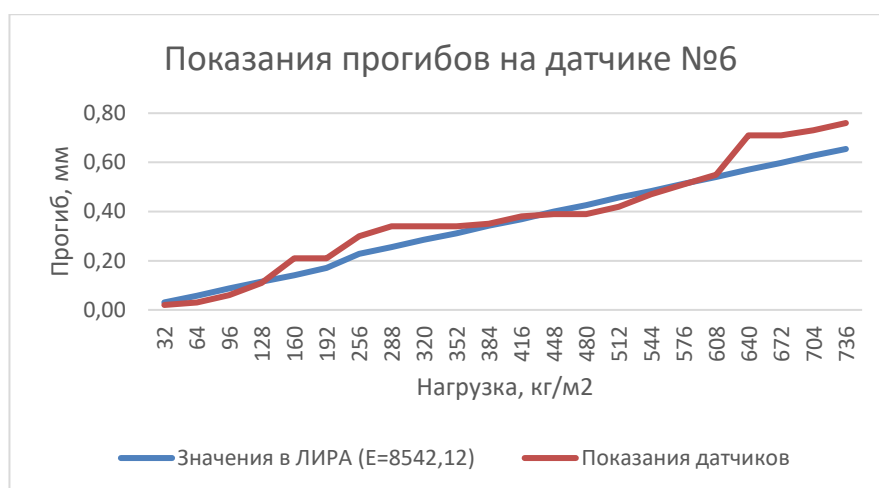


Рисунок 3.27 - Сравнение результатов в точке 6

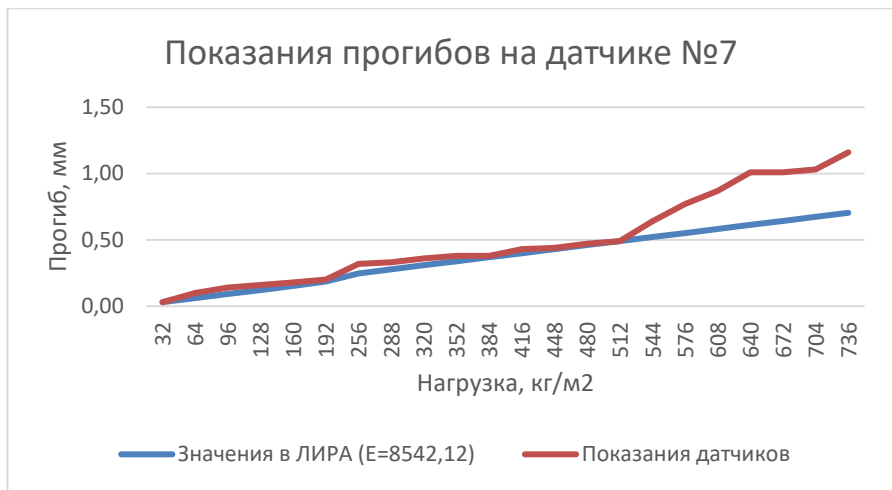


Рисунок 3.28 - Сравнение результатов в точке 7

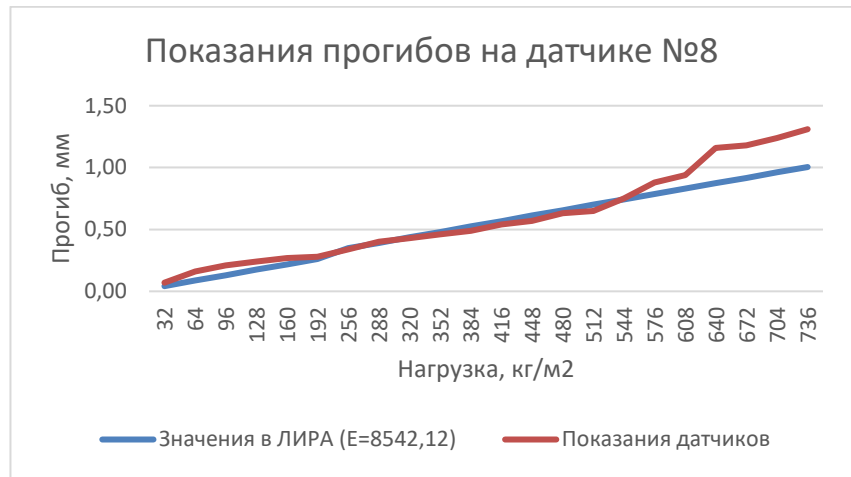


Рисунок 3.29 - Сравнение результатов в точке 8

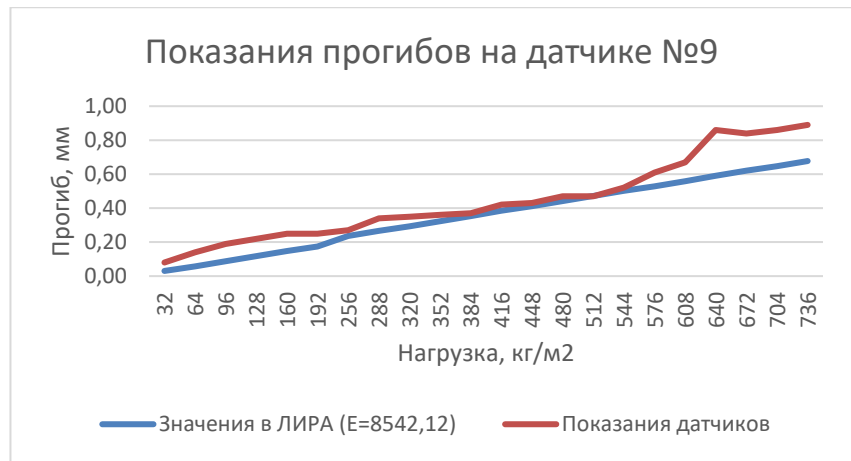


Рисунок 3.30 - Сравнение результатов в точке 9

Вывод по третьей главе:

Экспериментальные результаты показали, что в плите перекрытия при нарушении требований зимнего бетонирования жесткость сечения значительно снизилась в связи с изменением прочности бетона по толщине, возникли трещины во время застывания бетона, что значительно уменьшила жесткость плиты перекрытия. Наибольшая сходимости по прогибам дал второй расчет с учетом дефектов монолитной плиты перекрытия. Плита требует усиления и не может эксплуатироваться в связи с нарушениями требований нормативных документов. Результаты отклонений расчета от эксперимента сведены в графики, приведенные на рисунках 3.31 и 3.32.



Рисунок 3.31 - Отклонения от первого расчета (E=32500 МПа)



Рисунок 3.32 - Отклонения от второго расчета ($E=8542,12$ МПа)

ГЛАВА 4. РЕКОМЕНДАЦИИ ПО УСИЛЕНИЮ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ МОНОЛИТНЫХ БЕЗБАЛОЧНЫХ ПЛИТ ПЕРЕКРЫТИ С РАЗНОЙ ПРОЧНОСТЬЮ БЕТОНА ПО ТОЛЩИНЕ

В результате исследования были получены результаты, которые нарушают нормальную работу плиты перекрытия. В связи с этим было решено привести рекомендации по усилению таких плит.

Для правильного принятия усиления требуется знать прочность бетона во всех слоях плиты перекрытия, необходимо составить расчетную модель, чтобы определить усилия, действующие в плите, исходя из этих усилий, необходимо понять на каких участках сжатая зона сверху, а на каких снизу. Также необходимо определить зоны действия поперечных сил, так как в этих зонах будут действовать касательные напряжения в зоне соединения плиты с усилением, если не обеспечить это соединения, то произойдет «проскальзывание» и конструкция будет работать еще хуже.

После сбора данных о монолитной железобетонной плите с разной прочностью бетона по толщине можно рассмотреть следующие варианты усиления:

1. Устройство накладной плиты сверху монолитной плиты перекрытия (зона сцепления обеспечена склеиванием)

Данный способ применим, если ослабление бетона произошло в сжатой зоне бетона сверху. При таком усилении необходимо зачистить верхнюю поверхность плиты и нанести эпоксидный клей (обеспечивающий сцепление). Необходимо провести расчет зоны сцепления с учетом сил трения (бывают случаи, где силы трения достаточно, чтобы обеспечить сцепление).

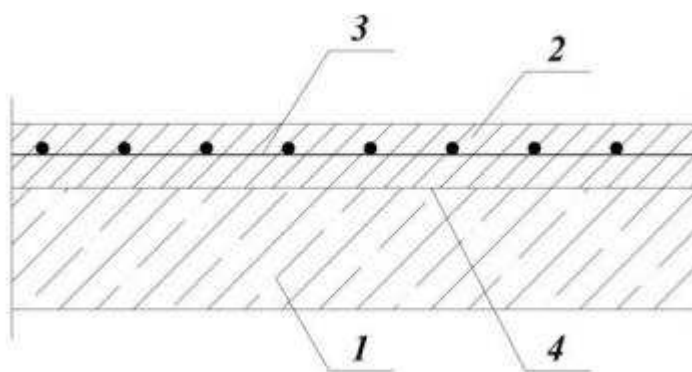


Рисунок 4.1 - Устройство накладной плиты сверху монолитной плиты перекрытия: 1 – монолитная плита перекрытия; 2 – накладная плита усиления; 3 – арматурная сетка; 4 – зона сцепления

2. Устройство накладной плиты в виде кессонной плиты

Данный способ также применим, если ослабленный бетон расположен в сжатой зоне сверху. Преимущество данного метода над предыдущим в том, что за счет увеличения плеча внутренней пары сил можно повысить несущую способность плиты намного больше при меньших затратах на материал. Недостаток данного метода состоит в том, что жесткость плиты повышается намного меньше, чем в предыдущем методе. Данный метод применим если требуется повысить несущую способность по первой группе предельных состояний.

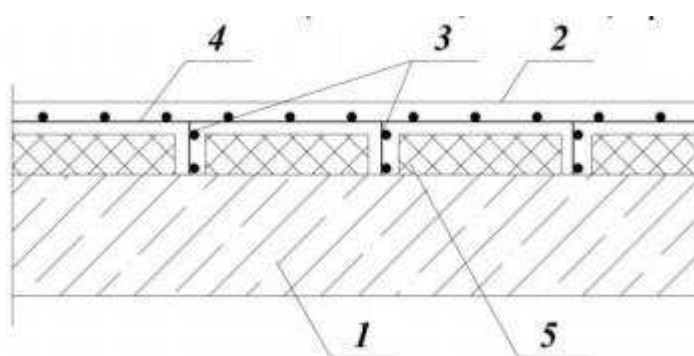


Рисунок 4.2 - Устройство накладной плиты в виде кессонной плиты: 1 – монолитная плита перекрытия; 2 – кессонная накладная плита; 3 – арматурные каркасы; 4 – арматурная сетка; 5 – пустотообразователь

3. Устройство накладной плиты снизу

Данный способ применим, если ослабленный бетон расположен в сжатой зоне плиты снизу. Зона стыковки применяется с помощью анкеров, обеспечивающих зону сцепления, такой в вид стыковки применим для всех разновидностей усиления, если другие способы не обеспечивают сцепление накладной плиты с монолитной плитой перекрытия.

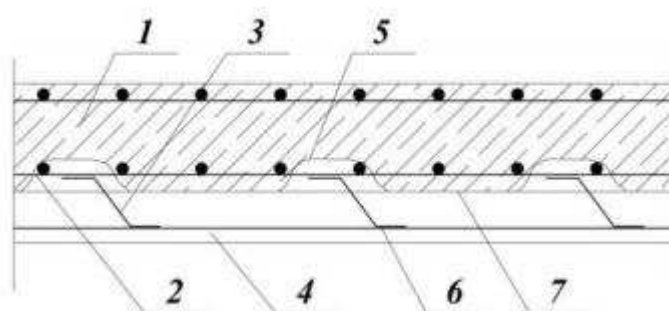


Рис. 4.3 - Устройство накладной плиты снизу : 1 – монолитная плита перекрытия; 2 – рабочая арматура усиления; 3 – арматурные отгибы; 4 – накладная плита; 5 – вырубленный защитный слой бетона; 6 – сварка; 7 – зона сцепления

Последовательность действий оценки и усиления монолитных железобетонных плит перекрытия с разной прочностью по толщине

- Провести осмотр перекрытия на наличие трещин
- Вырезать керн по толщине перекрытия
- Провести испытания по определению прочности бетона керна, разделить на слои с разной прочностью бетона
- Создать расчетную модель в конечно-элементном программном комплексе из пластинчатых элементов
- Вычислить приведенные характеристики сечения на 1 метр погонный плиты перекрытия по следующей методике:

1. Разбивка сечение на слои с разной прочностью бетона

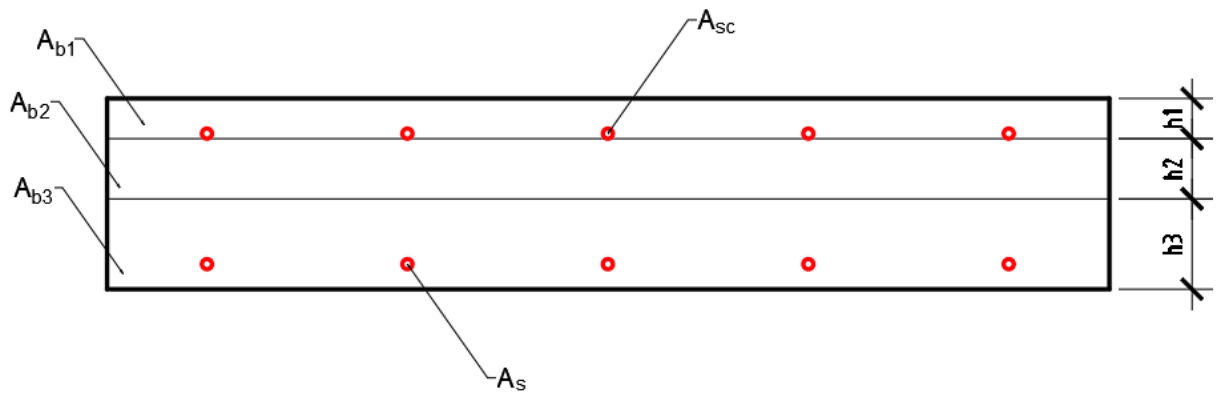


Рисунок. 4.4 - Разбивка поперечного сечения плиты на слои

2. Необходимо принять основной слой (можно принимать любой слой), к которому будут приводиться остальные слои и армирование.

3. Вычисление коэффициентов приведения

$n_{bi} = \frac{E_{bi}}{E_b}$ - формула вычисления коэффициента приведения для i – слоя, где

E_{bi} - модуль упругости i – слоя;

E_b - модуль упругости основного слоя.

$n_s = \frac{E_s}{E_b}$ - формула вычисления коэффициента приведения для армирования,

где E_{bi} - модуль упругости армирования;

E_b - модуль упругости основного слоя.

4. Вычисление площади всех элементов сечения

$A_i = b \cdot h_i$ - площадь i – слоя,

где b - ширина сечения принимаемая 1 метр;

h_i - толщина i – слоя.

$A_{sc} = \frac{\pi \cdot d^2}{4} \cdot N$ - площадь арматуры,

где d - диаметр арматуры;

N - количество арматуры, расположенной на одном расстоянии от низа сечения.

5. Вычисление приведенных площадей, площадь основного слоя остается неизменной.

$A_{red,i} = A_i \cdot n_{bi}$ - приведенная площадь приводимого слоя.

$A_{red,s} = A_s \cdot n_s$ - приведенная площадь армирования.

6. Вычисление расстояний от центра тяжести слоя или арматуры до оси S-S. Ось S-S рекомендуется принимать снизу сечения (возможно принимать ось в произвольном месте). Приведенные формулы применимы исключительно рассматриваемого случая для понимания алгоритма.

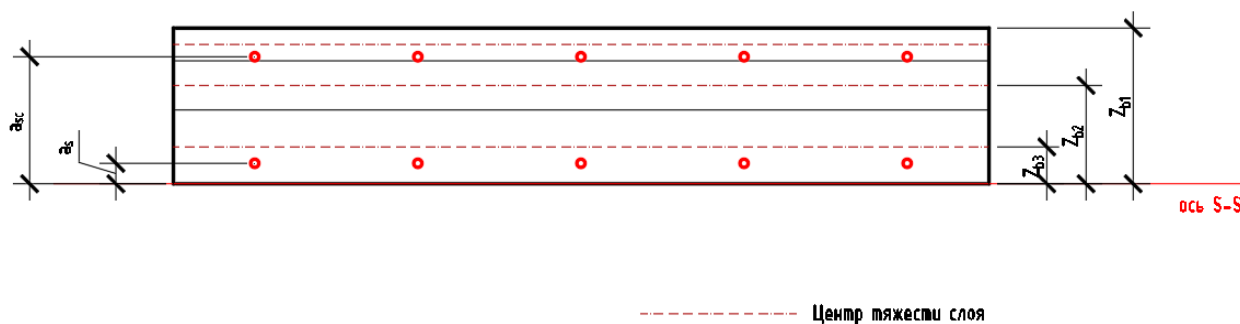


Рисунок. 4.5 - Расстояния от центров тяжести элементов сечения до оси S-S

$Z_{b1} = \frac{h_1}{2} + h_2 + h_3$ - расстояние от центра тяжести первого слоя до оси S-S;

$Z_{b2} = \frac{h_2}{2} + h_3$ - расстояние от центра тяжести второго слоя до оси S-S;

$Z_{b3} = \frac{h_3}{2}$ - расстояние от центра тяжести третьего слоя до оси S-S;

a_{sc} - расстояние от центра тяжести сжатого армирования до оси S-S;

a_s - расстояние от центра тяжести растянутого армирования до оси S-S.

7. Вычисление общего приведенного сечения

$A_{red} = A_b + \sum A_{red,i} + A_{red,sc} + A_{red,s}$ - приведенная площадь общего сечения,

где A_b - площадь основного слоя сечения;

$\sum A_{red,i}$ - сумма приведенных площадей приводимых слоев;

$A_{red,sc}$ - приведенная площадь сжатого армирования;

$A_{red,s}$ - приведенная площадь растянутого армирования.

8. Вычисление центра тяжести общего приведенного. Формула приведена для конкретного случая, за основной слой принят слой №1.

$$Z_{red} = \frac{A_{b1} \cdot Z_{b1} + A_{red,b2} \cdot Z_{b2} + A_{red,b3} \cdot Z_{b3} + A_{red,s} \cdot a_s + A_{red,sc} \cdot a_{sc}}{A_{red}} \quad - \quad \text{центр тяжести}$$

приведенного сечения.

9. Вычисляем собственные моменты инерции слоев

$$I_b = \frac{b \cdot h^3}{12} \quad - \quad \text{момент инерции основного слоя;}$$

$$I_{bi} = \frac{b \cdot h_i^3}{12} \cdot n_{bi} \quad - \quad \text{момент инерции приводимого слоя.}$$

10. Вычисляем моменты инерции относительно оси S-S.

$$I_{b,ss} = A_b \cdot Z_b \quad - \quad \text{момент инерции относительно оси S-S основного слоя;}$$

$$I_{bi,ss} = A_{red,bi} \cdot Z_{bi} \quad - \quad \text{момент инерции относительно оси S-S приводимого слоя;}$$

$$I_{s,ss} = A_{red,s} \cdot a_s \quad - \quad \text{момент инерции относительно оси S-S растянутой арматуры;}$$

$$I_{sc,ss} = A_{red,sc} \cdot a_{sc} \quad - \quad \text{момент инерции относительно оси S-S сжатой арматуры.}$$

11. Вычисляем приведенный момент инерции сечения

$$I_{red} = I_b + \sum I_{bi} + \sum I_{bi,ss} + I_{s,ss} + I_{sc,ss} \quad - \quad \text{приведенный момент инерции сечения.}$$

12. Вычисляем жесткость сечения

$$D = E_b \cdot I_{red} \quad - \quad \text{жесткость сечения,}$$

где E_b - модуль упругости основного сечения.

- Задаем в программный комплекс модуль упругости для пластинчатых элементов вычисленный по формуле

$$E_{red} = \frac{E_b \cdot I_{red}}{I} \quad - \quad \text{приведенный модуль упругости для пластинчатого элемента,}$$

где $I = \frac{b \cdot h^2}{12}$ - момент инерции пластинчатого элемента, который

вычисляется программным комплексом.

- Задаем нагрузку, которая будет действовать на плиту перекрытия. Вычисляем усилия и перемещения в пластинчатых элементах.

- Вычисляем напряжения и относительные деформации, действующие от посчитанных усилий в каждом слое по формуле:

$$\sigma_i = \frac{M \cdot (Z_{red} - y)}{I_{red}} \cdot n_i - \text{напряжение в определенной точке сечения,}$$

где y - расстояние исследуемой точки от оси S-S;

n_i - коэффициент приведения i слоя, в который попадает исследуемая точка;

M - момент, полученный в программном комплексе.

$$\sigma_s = \frac{M \cdot (Z_{red} - a_s)}{I_{red}} \cdot n_s - \text{напряжение в растянутой арматуре.}$$

$$\sigma_{sc} = \frac{M \cdot (Z_{red} - a_{sc})}{I_{red}} \cdot n_{sc} - \text{напряжение в сжатой арматуре.}$$

$$\varepsilon_{bi} = \frac{\sigma_i}{E_{bi}} - \text{относительные деформации в определенной точке сечений,}$$

где E_{bi} - модуль упругости i слоя, в который попадает исследуемая точка.

$$\varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s} - \text{относительные деформации в растянутой арматуре.}$$

$$\varepsilon_{sc} = \frac{\sigma_{sc}}{E_{sc}} - \text{относительные деформации в сжатой арматуре.}$$

- Несущую способность предположительно определяем по соответствующему слою в сжатой зоне сечения, это предположение требует дальнейшего исследования и в данной работе не рассматривается.

- Проводим анализ полученных результатов и принимаем решение о необходимости усиления.

- Расчет усиления следует проводить по методике, изложенной выше, с добавлением нового слоя накладной плиты.

- При усилении необходимо провести проверку зоны стыковки накладной плиты с плитой, требующей усиление.

ГЛАВА 5. ВЫВОДЫ ЧИСЛЕННЫХ И ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ

В результате исследований было проанализировано напряженно-деформируемое состояние железобетонной монолитной безбалочной плиты перекрытия с разной прочностью бетона по толщине на существующем строящемся объекте.

По результатам исследований была разработана методика оценки напряженно-деформируемого состояния железобетонных монолитных плит перекрытия с разной прочностью бетона по толщине. Были собраны методы по усилению плит перекрытия с разной прочностью бетона по толщине.

Судя по графикам прогибов, упругая стадия совпала, но для полного схождения с расчетом требуется нелинейная постановка. Для инженерных решений по конструированию усиления данных плит достаточно рассматривать работу в упругой постановке, в связи неполного исследования работы таких плит в стадии разрушения.

При оценке данной плиты было принято решение об усилении верхнего слоя железобетонной плиты перекрытия. Раскрытие трещин превышало допустимые значения, и работа плиты не соответствовала нормативным документам.

Было принято решение обеспечить совместную работу накладной плиты с плитой перекрытия с помощью анкерных упоров НСС-В 14x180 НІЛТІ. Их размещение было определено исходя из действия поперечных сил.

СПИСОК ИСПОЛЬЗУЕМЫХ ИСТОЧНИКОВ

- 1 СП 63.13330.2018. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003.- М.: 2019. - 144 с.
- 2 СП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры (одобрен постановлением Госстроя РФ от 25.12.2003 г. №215). - М.: Госстрой. - 2004.
- 3 Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции: Общий курс; Учебник для вузов. - 6-е изд., репринтное. - М.: ООО «БАСТЕТ».2009г.- 768 с.
- 4 Кумпяк О.Г., Галяутдинов З.Р., Пахмурин О.Р., Самсонов В.С. Железобетонные и каменные конструкции. Учебник - М. Издательство АСВ. 2011. - 672 с.
- 5 Бородачев Н.А. Автоматизированное проектирование железобетонных и каменных конструкций: Учеб. пособие для вузов - М.; Стройиздат, 1995. - 211 с.
- 6 Бородачев Н.А. Курсовое проектирование железобетонных и каменных конструкций в диалоге с ЭВМ: Учеб. пособие для вузов - Самара:СГАСУ, 2012. - 304 с.
- 7 СП 52-103-2007. Железобетонные монолитные конструкции зданий. -М.: Госстрой. -2007.-22 с.
- 8 СП 15.13330.2012. Каменные и армокаменные конструкции. Актуализи-рованная редакция СНиП II-22-81*. - М.: ФАУ «ФЦС», 2012. -78 с.
- 9 СП 20.13330.2016. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*. - М.: ОАО «ЦПП», 2016. - 101с.
- 10 ГОСТ 27751-2014. Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения.
- 11 Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения (к СНиП 2.03.01-84), - М.: ЦИТП, 1986.

12 Штаерман М.Я., Ивянский А.М. Безбалочные перекрытия. Государственное издательство литературы по строительству и архитектуре; Москва, 1953г. - 333 с.

13 Карпенко Н.И. Теория деформирования железобетона с трещинами, М.: Стройиздат, 1976 – 208с.

14 Акимов С.Ф., Акимов Э.Ш. «Экономическое обоснование выбора способа усиления железобетонных элементов конструкций»; журнал Экономика строительства и природопользования; Симферополь, 2018г. - 11 с.

15 СП 266.1325800.2016 Конструкции сталежелезобетонные. Правила проектирования; Официальное издание. М.: Стандартиформ, 2017 г. – 132 с.

16 ГОСТ 13015-2012 Изделия бетонные и железобетонные для строительства; Официальное издание. М.: Стандартиформ, 2018 г. – 23 с.

17 Крылов С.М. «Экспериментальное исследование работы железобетонных перекрытий каркасных зданий»; 1959г. – 60 с.

Федеральное государственное автономное
образовательное учреждение
высшего образования
«СИБИРСКИЙ ФЕДЕРАЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ»

Инженерно-строительный институт
институт
Строительные конструкции и управляемые системы
кафедра

УТВЕРЖДАЮ

Заведующий кафедрой

С.В. Деордиев

подпись

инициалы, фамилия

« 29 » 06 2021 г.

МАГИСТЕРСКАЯ ДИССЕРТАЦИЯ

Исследование напряженно-деформируемого состояния железобетонных плит
перекрытия с разным классом бетона

тема

08.04.01 «Строительство»

код и наименование направления

08.04.01.03 «Теория и проектирование зданий и сооружений»

код и наименование магистерской программы

Научный руководитель



доцент, канд. техн. наук

Е.Г. Плюсунов

подпись, дата, должность, ученая степень

инициалы, фамилия

Выпускник



28.06.2021 г.

О.В. Крысин

подпись, дата

инициалы, фамилия

Рецензент



г. линз. проекта

ООО «Енисейстрой»

А.Г. Гавриленко

подпись, дата, должность, ученая степень

инициалы, фамилия

Красноярск 2021