

МИНИСТЕРСТВО НАУКИ И ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ
федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего образования
«Тольяттинский государственный университет»

Архитектурно-строительный институт

(наименование института полностью)

Центр архитектурных, конструктивных решений и организации строительства

(наименование)

08.04.01 Строительство

(код и наименование направления подготовки)

Строительство, эксплуатация и реконструкция зданий и сооружений

(направленность (профиль))

ВЫПУСКНАЯ КВАЛИФИКАЦИОННАЯ РАБОТА (МАГИСТЕРСКАЯ ДИССЕРТАЦИЯ)

на тему Проектирование облегченных конструкций монолитных перекрытий
с несъемными пустотообразователями

Обучающийся

Т.С. Зарева

(Инициалы Фамилия)



(личная подпись)

Научный
руководитель

канд. техн. наук, доцент, Д.С. Тошин

(ученая степень (при наличии), ученое звание (при наличии), Инициалы Фамилия)

Тольятти 2024

Содержание

Введение.....	4
1 Анализ применения облегченных конструкций монолитных плит.....	8
1.1 Предпосылки внедрения технологии облегченных монолитных плит перекрытия.....	8
1.2 Типы плит перекрытия с пустотообразователями.....	14
1.3 Материалы плит перекрытия с пустотообразователями.....	17
1.4 Факторы, влияющие на снижение затрат при использовании облегченных монолитных плит перекрытия.....	19
2 Оптимизация, моделирование и расчет плит перекрытия на основе деформационной модели.....	21
2.1 Основные принципы проектирования облегченных монолитных плит с дискретными пустотообразователями.....	21
2.2 Использование диаграмм деформирования арматуры и бетона для расчетного анализа прочности нормальных сечений.....	24
2.3 Расчет нормальных сечений по деформационной модели.....	31
2.4 Расчет железобетонных плит по деформациям на основе нелинейной деформационной модели.....	35
2.5 Определение кривизны при вычислении прогибов с использованием двух линейной диаграммы состояния бетона.....	39
2.6 Расчет по образованию трещин нормальных к продольной оси на основе двухлинейной диаграммы состояния бетона.....	42
3 Расчет и сравнительный анализ монолитных облегченных плит перекрытия с пустотообразователями и сплошного сечения на основе деформационной модели.....	50
3.1 Расчет прочности плит перекрытия по методу предельных состояний....	51
3.1.1 Расчет прочности плиты перекрытия с пустотообразователями.....	53
3.1.2 Расчет прочности плиты перекрытия сплошного сечения толщиной 230 мм.....	58

3.1.3 Расчет прочности плиты перекрытия сплошного сечения толщиной 200 мм.....	60
3.2 Решение задач расчета с применением деформационной модели.....	64
3.3 Решение задач расчета по образованию трещин нормальных к продольной оси на основе двухлинейной диаграммы состояния бетона	68
3.3.1 Облегченная монолитная плита с пустотообразователями.....	68
3.3.2 Сплошная плита $h=230$ мм.....	70
3.3.3 Сплошная плита $h=200$ мм.....	71
3.4 Определение кривизны и расчет прогиба.....	73
Заключение	80
Список используемой литературы и источников	82
Приложение А Деформационный расчет облегченной монолитной плиты перекрытия.....	86
Приложение Б Деформационный расчет монолитной плиты перекрытия сплошного сечения $h=230$ мм.....	94
Приложение В Деформационный расчет монолитной плиты перекрытия сплошного сечения $h=200$ мм	102
Приложение Г Определение кривизны и расчет прогиба облегченной монолитной плиты перекрытия	110
Приложение Д Определение кривизны и расчет прогиба монолитной плиты перекрытия сплошного сечения $h=230$ мм	112
Приложение Е Определение кривизны и расчет прогиба монолитной плиты перекрытия сплошного сечения $h=200$ мм	114

Введение

Актуальность обусловлена потребностью в новых конструктивных решениях, которые позволят решить архитектурные и инженерные задачи при строительстве высотных зданий с максимально эффективным использованием земельного участка и увеличением полезной площади этажей, что приведет к большей рентабельности и удешевлению стоимости 1 м² квартир.

Это ставит перед застройщиками, архитекторами и конструкторами задачу в проектировании более архитектурно выразительных, комфортных, морально долговечных зданий с «мобильными» и гибкими планировками, где каждый жилец в зависимости от собственных предпочтений и финансовых возможностей может создать собственный вариант планировочного решения квартиры.

Подходящим конструктивным решением в реализации запроса на сокращение затрат, свободную планировку, ресурсосбережение, эффективное использование земли и облегчение несущих конструкций может служить сочетание монолитной технологии и включения дискретных пустотообразователей в конструкцию плиты, что позволяет сохранять преимущества монолитного домостроения с менее ограниченными условиями жесткой унификации и типизации и сокращать собственный вес конструкции плиты.

И хотя технология внедрения пустотообразователей может обеспечить снижение нагрузок, увеличение пролета на 50% по сравнению со сплошными плитами, тем не менее она может привести к ухудшению характеристик конструкции плиты, таких как жесткость и трещиностойкость из-за изъятия 30% объема бетона. Поэтому особенно остро встает вопрос о методике расчета плит по второй группе предельных состояний.

Возникает необходимость в поиске методики расчета, позволяющей рассчитывать по первой и второй группам предельных состояний монолитные плиты с пустотообразователями, а также подбирать оптимальное армирование.

Таким образом, есть необходимость в том, чтобы внедрить деформационный расчет прочности и деформативности для облегченных монолитных плит перекрытия, как это уже было сделано для сплошных плит.

Все вышеизложенное позволяет сформулировать цель и задачи настоящего исследования:

Цель магистерской работы – проектирование, оптимизация и определение эффективности и целесообразности внедрения технологии облегченных монолитных плит с дискретными пустотообразователями.

Для достижения поставленной цели сформулированы следующие **задачи**:

- рассмотреть теоретические аспекты проектирования плит с пустотообразователями;
- выявить преимущества и недостатки технологии с применением пустотообразователей;
- провести расчет конструкций по действующим нормам СП 63.13330.2018 и на основе деформационной модели по прочности нормальных сечений, по образованию трещин;
- определить прогибы железобетонных плит на основе деформационной модели;
- проанализировать полученные данные и причины расхождений;
- провести сравнительный анализ полученных расчетных данных;
- сделать вывод об эффективности применения плит с пустотообразователями в сравнении с плитами сплошного сечения.

Объект исследования: облегченные железобетонные монолитные плиты перекрытий гражданских зданий, с дискретными пустотообразователями в виде пластиковых шаров, загруженные равномерно распределенной нагрузкой.

Предмет исследования: проектирование и оптимизация плит перекрытия с дискретными пустотообразователями, расчет прочности, жесткости и образования трещин по деформационной модели, анализ эффективности внедрения пустотообразователей в монолитное перекрытие.

Методология исследования базируется на теоретических и экспериментальных разработках отечественных исследователей и нормативных документах в области деформационной модели и описания диаграмм деформирования бетона.

Методология проектирования плит с применением технологии дискретных пустотообразователей базируется на зарубежных протоколах и зарубежных и отечественных исследованиях, в том числе проведенных на базе ТГУ.

Магистерская диссертация выполнена с применением основ строительной механики и сопротивления материалов с использованием системно-структурного подхода.

При проведении исследований использовались аналитические методы расчета конструкций с применением расчетных программ.

Научная новизна диссертационной работы заключается в следующем:

- производится расчет по прочности и вычисление моментов трещинообразования в изгибаемых плитах с пустотообразователями и сплошного сечения методом расчета на основе деформационной модели;
- производится сравнительный анализ прогибов в изгибаемых плитах с пустотообразователями и сплошного сечения на основе деформационной модели;
- исследуется влияние внедрения пустотообразователей в плиту перекрытия при изгибе и способности к пластическим деформациям.

Апробация результатов исследования. Результаты работы докладывались на конференции «Молодежь. Наука. Общество» г. Тольятти, 2023 г., с последующей публикацией статьи «Проектирование и оптимизация облегченных монолитных перекрытий» в сборнике.

Теоретическая и практическая значимость. Метод расчета облегченных монолитных плит по деформационной модели позволяет получить более точные аналитические результаты в соответствии с физико-механическими

свойствами бетона, а также определить прогиб в любом сечении плиты с произвольным армированием и нестандартным сечением. Этот метод расчета трещинообразования, прогибов может быть рекомендован для проектирования железобетонных плит перекрытия и покрытия с пустотообразователями и применим в условиях отсутствия в проектных организациях мощных программных комплексов, как Ansys, и позволяет закрыть диапазон задач, связанных с проектированием плит с пустотообразователями, который не решается в стандартном ПО.

Достоверность полученных результатов обеспечивается применением математического моделирования.

Структура магистерской диссертации: работа состоит из введения, 3 разделов, заключения, списка использованной литературы (36 источников), 6-ти приложений. Основной текст работы изложен на 114 страницах.

1 Анализ применения облегченных конструкций монолитных плит

1.1 Предпосылки внедрения технологии облегченных монолитных плит перекрытия

Потребность в комфортном недорогом жилье заставляет искать возможности в сокращении затрат на строительство, поскольку оно является наиболее массовым, материалоемким, трудоёмким и капиталоемким производством. Решением этой проблемы служат:

- повышение эффективности использования земельного участка застройки посредством увеличения этажности зданий;
- рациональный выбор объемно-планировочных решений зданий;
- облегчение конструкций надземной части здания;
- усовершенствование технологического процесса при возведении здания.

Эти условия приводят к повышению требований к строительным конструкциям и материалам по прочности, плотности, долговечности, а также сокращению сроков набора эксплуатационных свойств. Для достижения требуемых архитектурных и конструкционных свойств зданий требуется обеспечить высокую несущую способность оснований и фундаментов или сократить вес конструктивных элементов, сохранив прочностные показатели.

Плита перекрытия является наиболее важным элементом и представляет собой горизонтальную конструкцию в зданиях и сооружениях, которая разделяет здание на этажи, воспринимает и передает нагрузку на нижележащие конструкции. Собственный вес плиты перекрытия может достигать больших значений и в силу своей протяженности требовать повышенного расхода бетона при изготовлении конструкции [33].

Опыт возведения панельных домов с пустотными плитами перекрытия показывает высокую эффективность изъятия неэффективного бетона из тела

плиты. Однако в последнее время наблюдается снижение объемов панельного домостроения в силу существенного удешевления монолитного домостроения в середине 2000-х гг. и усовершенствования методик расчета. Рост востребованности монолитного домостроения объясняется невозможностью кардинально поменять планировку квартиры в панельных домах, что означает полное перепроектирование и разработку новых ЖБИ-изделий. В то время как в монолитном строительстве возможно применять разнообразные архитектурные и планировочные решения, ограничиваясь внесением корректировок на стадии проекта.

Так, производство бетона, которое увеличивается с каждым годом в силу высокого спроса на жилье, приводит к огромным экологическим издержкам, что усугубляет экологическую проблему. Производство цемента является энергоемкой отраслью, потребляющей 12–15% общего энергопотребления. Это приводит к огромным выбросам углекислого газа (CO_2) в окружающую среду, эквивалентно 2,5 миллиардам тонн CO_2 в год, которые поступают только от производства цемента, что составляет около 8% от общемирового объема. Поскольку воздействие бетона на окружающую среду, по оценкам экспертов, к 2050 году ухудшится, необходимо найти правильный баланс в сокращении производства CO_2 [34].

Снижение собственного веса плит перекрытия дает дополнительный экономический эффект и решает ряд инженерных задач, таких как снижение нагрузок на фундамент и другие несущие конструкции (стены, колонны). Данное преимущество можно использовать для повышения этажности здания, увеличения и оптимизации пролета и шага между колоннами, а также для максимально эффективного использования земельного участка и увеличения полезной площади этажей, что приведет к большей рентабельности и удешевлению стоимости 1 м² квартир.

В связи с этим требуется поставить задачу по сокращению неконтролируемого потребления CO_2 , сосредоточив внимание на эффективности проектирования конструкций [23].

Разновидностью таких конструкций являются монолитные перекрытия с несъемными пустотелыми вкладышами. «Технология предусматривает создание двухосной пустотной плиты, где неэффективный бетон вытесняется из нейтральной зоны при помощи пластиковых пустотообразователей. За счет этих вкладышей вес конструкции значительно ниже, а несущие свойства остаются на необходимом уровне» [5].

«При создании плиты по технологии с применением пустотообразователей учитываются геометрические особенности сочетания формы шара и ячейки армирующей основы. Сечение плиты перекрытия представляет собой рассчитанную и испытанную схему эффективного сочетания арматуры, бетона и пластиковых шаров, полых внутри» [5] (рисунок 1).

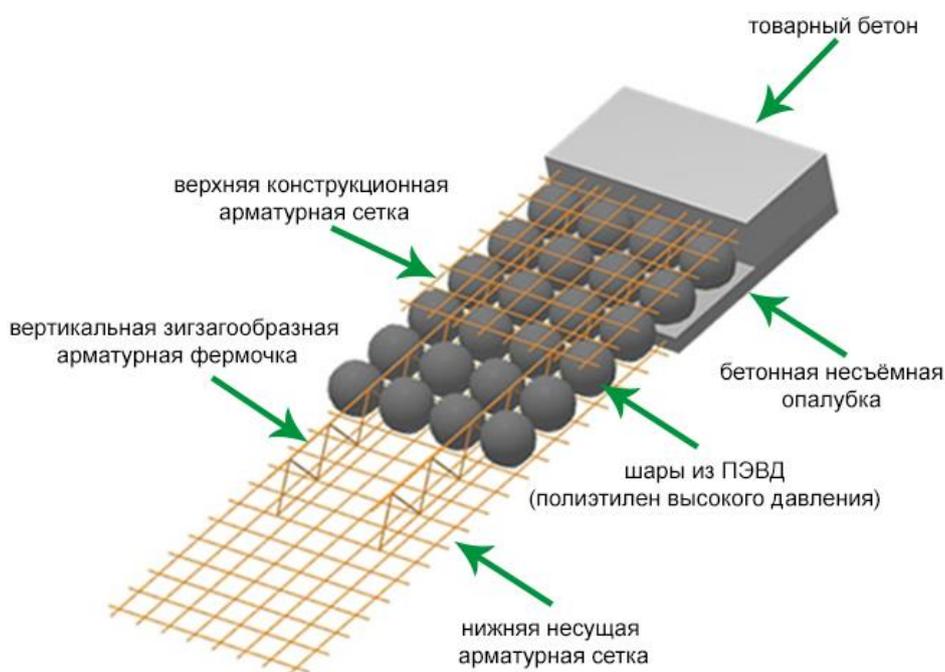


Рисунок 1 – Схема расположения элементов перекрытия с пустотообразователями

Таким образом, плита перекрытия с пустотообразователями представляет собой инновационную и относительно недавно разработанную

систему двусных полых плит, разработанную Йоргеном Брюнигом в Дании в 1990-х годах, которая была внедрена для облегчения конструкции плит.

Технология с применением дискретных пустотообразователей использовалась в различных зданиях по всему миру для создания легких и эффективных конструктивных систем. В качестве примеров успешного внедрения технологии можно рассмотреть примеры зарубежного строительства.

Барбакан-центр в Лондоне, Великобритания. Барбакан-центр (рисунок 2) – это крупнейший в Европе центр прикладных искусств и элитный жилой комплекс на 2000 квартир, в некоторых зданиях которого была применена технология с использованием облегченных монолитных плит. Использование технологии помогло снизить общий вес плит, что позволило увеличить пролеты и дать архитекторам свободу при проектировании.



Рисунок 2 – Барбакан-центр в Лондоне

Башни Аль-Бахар в Абу-Даби, ОАЭ. Башни Аль-Бахар (рисунок 3) – это пара высотных офисных зданий с решетчатым жалюзийным фасадом и пустотными монолитными плитами.

Основной задачей архитекторов башен Аль-Бахар было обеспечить прохладу в офисных помещениях без больших затрат электроэнергии на кондиционеры. Для этого был создан гигантский экранирующий фасад, которые раскрываются и закрываются в течение дня.

Облегченный характер плит с пустотообразователями позволил интегрировать решетчатую фасадную систему, которая помогает регулировать приток солнечного тепла и снижать потребление энергии в зданиях. Использование технологии помогло сократить общее время строительства и стоимость проекта, а также обеспечило возведение легкой и прочной конструктивной системы.



Рисунок 3 – Башни Аль-Бахар в Абу-Даби

Sogn Arena в Осло, Норвегия (рисунок 4, 5). Функционально здание представляет собой совмещенное офисное здание, автосалон и мастерскую. Здание также является крупнейшим выставочным залом Mercedes Benz в Норвегии.



Рисунок 4 – Строительная площадка при строительстве Sogn Arena

Это первое здание такого размера в Норвегии, построенное с применением пустотообразователей, в которой каждая монолитная железобетонная плита перекрытия заполнена пластиковыми шарами. Это облегчило плиты и дало большую свободу в плане консольного крепления и позволило увеличить расстояние между колоннами до 12,5 м.

Вес облегченных плит помог снизить выбросы углекислого газа в здание и повысить его общую энергоэффективность.



Рисунок 5 – Здание Sogn Arena в Осло

Это всего лишь несколько примеров зданий, в которых технология была успешно реализована для создания инновационных конструктивных систем. Популярность использования технологии с применением пустообразователей продолжает расти в том числе и в России, поскольку архитекторы и застройщики стремятся создавать энергоэффективные и функциональные здания.

Технология с использованием облегченных монолитных плит позволяет проектировать более прочные плиты и дает возможность задавать больший шаг колонн и вылет консолей.

Собственный вес плиты можно уменьшить примерно на 30-50% по сравнению с обычной бетонной плитой; что позволяет снизить нагрузки, действующие на колонны, стены и фундаменты. Наконец, использование пустотной плиты перекрытия может дать много преимуществ по сравнению с обычными железобетонными плитами, например, улучшить конструктивные характеристики плиты, снизить материалоемкость, трудозатраты и стоимость, сократить время строительства. Таким образом, главными принципами при проектировании плит являются снижение веса при сохранении прочности бетона на растяжение [36].

1.2 Типы плит перекрытия с пустообразователями

Существует три типа плит перекрытия с пустообразователями: армирующие модули, филигранные элементы и готовые сборные плиты [32].

Арматурные модули. Плита с пустообразователями с арматурными модулями состоит из предварительно изготовленного каркаса с пустообразователями, в котором пластиковые шары расположены между арматурными сетками, как показано на рисунке 6. Эти компоненты транспортируются на площадку и помещаются в опалубку, соединенную с дополнительным армированием перед заливкой бетонной смеси традиционным способом. Бетонирование осуществляется полностью на

строительной площадке. Преимущество этого типа в том, что он подходит для небольших строительных площадей, поскольку компоненты можно штабелировать на площадке перед их установкой, а также эффективно применения в зданиях с куполообразным и сводчатым покрытием.

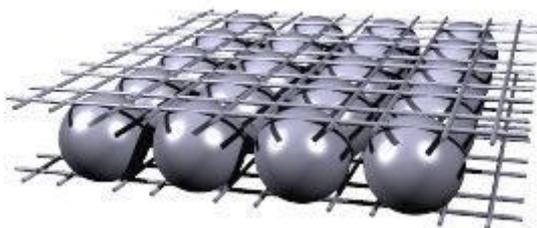


Рисунок 6 – Арматурные модули

Для этого типа плит перекрытий возможно проектирование безбалочной схемы, плита напрямую соединяется с колоннами или стенами без балок, что обеспечивает большую архитектурную свободу без лишних конструктивных затрат. Такой способ устраняет необходимость в проектировании дополнительных элементов конструкции, упрощает процесс строительства, позволяет реализовывать более гибкие варианты планировки и оптимизирует затраты на строительство.

Филигранные элементы (модули). Тип плиты с филигранными элементами представляет собой комбинацию монолитной и сборной конструкции, в которой нижний бетонный слой толщиной 60 мм предварительно отливается и транспортируется на площадку с неприкрепленными пластиковыми шариками и арматурной сеткой, как показано на рисунке 7 и 9 (б).

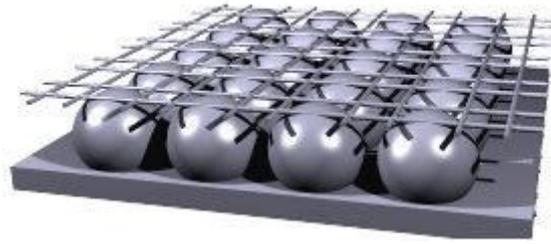
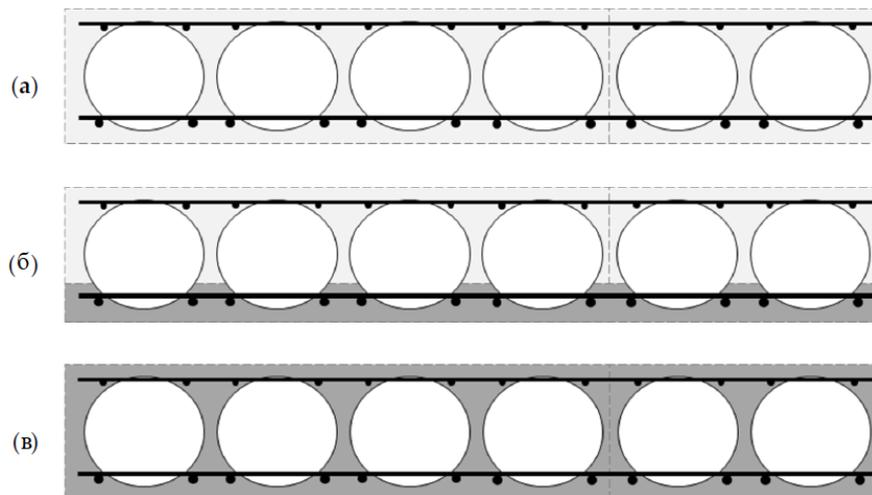


Рисунок 7 – Филигранные элементы

Затем эти элементы заливаются на месте, непосредственно на рабочей площадке. Для заливки оставшейся части бетонного слоя используются временные подставки для удержания пластиковых шаров.



Типы плит: а – плита с арматурными модулями (бетонируется полностью на строительной площадке), б – плита с филигранными модулями (комбинация монолитной и сборной конструкции), в – полностью сборная плита заводского изготовления.

Рисунок 9 – Типы монолитных пустотных плит.

Для этого типа плит может потребоваться дополнительная арматура в зависимости от конструкции здания, и они подходят для нового строительства, где проектировщик может свободно размещать пустотообразователи и арматуру.

Готовые панели. Элементы перекрытия полностью заводского изготовления, как показано на рисунке 8. Конечный продукт транспортируется на площадку. Этот тип имеет недостатки по сравнению с другими типами, поскольку для него требуются опорные ригели или несущие стены.



Рисунок 1.8 – Готовые панели

Этот тип плит перекрытия подходит для коротких пролетов и часто используется для балконов и лестничных площадок.

1.3 Материалы плит перекрытия с пустотообразователями

Плита состоит из трех основных материалов: пластиковых вкладышей-пустотообразователей, бетона и арматуры.

Пустотообразователи. Вкладыши обычно изготавливаются из непористого материала, который не вступает в химическую реакцию с бетоном или арматурой. Пустотообразователи обладают достаточной прочностью и жесткостью, чтобы выдерживать приложенные нагрузки. Диаметр варьируется от 180 мм до 450 мм. В зависимости от этого толщина плиты составляет от 230 мм до 600 мм, при этом расстояние между шарами должно быть более $1/9$ диаметра шаров. Сводя расстояние между пустотами к минимуму, можно эффективно снизить вес конструкции, обеспечивая при этом достаточную прочность и устойчивость. Пустоты фиксируются в специальных стальных каркасах (фермах, рисунок 10) между верхней и

нижней арматурой плиты для предотвращения их смещения при заливке бетона.

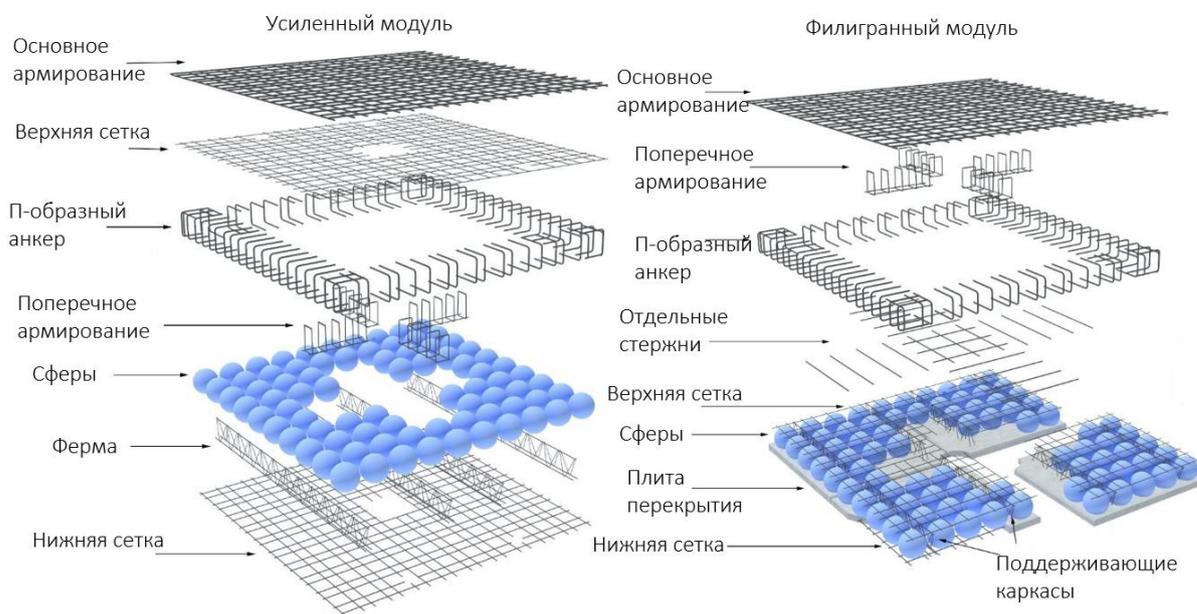


Рисунок 10 – Система устройства и компоненты технологии с пустотообразователями

Используемый шар может иметь сферическую или эллипсоидную форму. Пустотообразователи, как правило, изготавливают из полиэтилена высокой плотности (ПЭВП). Это легкий, прочный и экологически чистый материал, который широко используется в различных строительных целях. Полые пластиковые шары спроектированы так, чтобы быть достаточно прочными, чтобы выдерживать вес бетонной плиты, а также обеспечивать теплоизоляционные и акустические свойства конструкции. Внедрение дискретных пустотообразователей в бетон позволяет добиться значительного сокращения использования материалов, энергопотребления и затрат на строительство, сохраняя при этом целостность и эффективность работы конструкции.

Бетон. Класс бетона, используемый для бетонирования, должен быть выше В20-В25. Обычно самоуплотняющийся бетон используется либо для

отливки сборных филигранных плит, либо для заполнения швов на строительной площадке. Самоуплотняющийся бетон можно применять в конструкциях с частым расположением арматурных стержней и узких секциях, обеспечивать выход воздуха и предотвращать расслоение. Номинальный максимальный размер крупного заполнителя должен быть менее 15 мм.

Арматура. Армирование состоит из двух сеток: в нижней и верхней, которые можно связать или сварить. Арматура изготавливается в двух формах: нижняя и верхняя сетка и каркасы для вертикальной поддержки пустотообразователей. Расстояние между стержнями соответствует размерам используемых шаров и количеству арматуры поперечных ребер плиты (рисунок 10).

1.4 Факторы, влияющие на снижение затрат при использовании облегченных монолитных плит перекрытия

Использование бетона значительно сокращается, поскольку 1 кг переработанного пластика заменяет 100 кг бетона. Общий результат – значительная экономия средств от 2,5% до 10%.

Время устройства плиты на строительной площадке может быть сокращено, поскольку плиты перекрытий могут быть изготовлены из сборных железобетонных конструкций. Плиты пузырькового настила устранят необходимость возведения опалубки на месте, что значительно сократит время строительства. Экономии времени можно добиться также за счет более быстрого возведения стен, колонн и за счет отсутствия опорных ригелей.

Уменьшение собственного веса плиты и сокращения количества требуемой бетонной смеси означает сокращение транспортных издержек.

Благодаря меньшему объему бетонирования на строительной площадке трудозатраты также снизятся (рисунок 11).



Рисунок 11 – Установка арматурных модулей

При одинаковом пролете при устройстве плит с пустотообразователями сокращается расход бетона на 33% и снижается стоимость на 30% по сравнению с обычными сплошными плитами.

Выводы по разделу 1:

Плиты перекрытий с дискретными пустотообразователями представляют собой инновационный тип конструкций, которые целесообразно использовать для перекрытия больших пролётов без использования дополнительных опор за счет снижения собственного веса конструкции. Они обладают высокой несущей способностью, лёгкостью и экономичностью. В ходе проведенного обзора литературы можно сделать вывод, что собственный вес облегченной монолитной плиты перекрытия можно уменьшить примерно на 30-50% по сравнению со сплошной бетонной плитой за счет внедрения полых пластиковых шаров в неэффективную зону работы плиты. Таким образом, плита с пустотообразователями улучшает конструкционные характеристики плиты, сокращает материалоемкость и стоимость, повышает эффективность и сокращает трудозатраты и время на устройство плит перекрытия.

2 Оптимизация, моделирование и расчет плит перекрытия на основе деформационной модели

2.1 Основные принципы проектирования облегченных монолитных плит с дискретными пустотообразователями

В инженерной практике часто можно столкнуться с вопросами, связанными с оптимизацией, целью которой является минимизация расхода материала и минимизация напряжений или прогибов конструкции. В большинстве случаев эти проблемы решаются с помощью расчетов в программном обеспечении, типа SCAD (Арбат, Кристалл) и ЛИРА, для анализа методом конечных элементов и простых алгоритмов оптимизации. Однако в случае оптимизации конструкций со сложным сечением требуются более сложные расчетные модели, которые невозможно задать в распространенных программах.

Это справедливо и по отношению к облегченным монолитным плитам с пустотообразователями, где для уменьшения собственного веса плиты используются полые шары из высокопрочного пластика, которые дискретно расположены в плоскости конструкции.

В случае этих плит жесткость не является постоянной по всему сечению конструкции, а это означает, что использование конечных элементов (пластины или оболочки) для статических расчетов невозможно, и, следовательно, процесс оптимизации усложняется [6].

«Зарубежные и российские современные строительные нормы и правила предписывают проводить расчеты железобетонных конструкций с учетом их нелинейности и реальных свойств бетона и арматуры» [5].

За последние несколько десятилетий было разработано множество численных моделей для описания деформативных свойств железобетонных конструкций и понимания механики их работы. Эти модели служат ценным инструментом для моделирования и анализа поведения конструкций, позволяя

инженерам оценивать работу конструкций при различных нагрузках с последующей оптимизацией.

В практике зарубежного проектирования нелинейное поведение конструкций описывалось при помощи 3D-моделирования с использованием конститутивной модели пластичности повреждений бетона, твердотельной модели конечных элементов для исследования связи между бетоном и сталью, метод численной гомогенизации и последовательного квадратичного программирования с ограничениями.

Предпосылки для успешного выполнения таких расчетов обусловлены развитием компьютерных технологий и разработкой численных методов строительной механики, в первую очередь метода конечных элементов (МКЭ).

Используя метод МКЭ, становится возможным анализировать конструкции сложной формы и геометрии, а также получать представление о нелинейном поведении бетона и стали. В результате такого развития нелинейные методы расчета были реализованы в ряде компьютерных программ, таких как NASTRAN, ANSYS, ABAQUS, ADINA, DIANA и др. Общим для всех этих программ является использование численных методов и метода конечных элементов.

Однако детальное моделирование трехмерных плит требует больших трудозатрат, специальных знаний программ, а также использования специального программного обеспечения, что очень трудоемко с точки зрения расчетов. Несмотря на точность и автоматизм при проектировании данный метод расчета сложно реализуем на практике. Большинству проектных организаций не доступны дорогостоящие и мощные программные комплексы для коммерческих инженерных расчетов. Самым распространенным по числу пользователей из коммерческих и научных организаций является программный комплекс ANSYS, однако лицензированный пакет программы стоит от 20 до 50 тыс. долларов.

Другим приоритетным методом расчета и получившим распространение в последние десятилетия в российской практике является деформационный метод

расчета железобетонных конструкций с использованием диаграмм деформирования бетона и арматуры. Он также обладает высокой степенью надежности, точностью в оценке деформативных и прочностных свойств конструкций. Данный метод расчета относится к проверочно-контрольным, поэтому перед расчетом по деформационной модели производится моделирование и подбор геометрических характеристик конструкции и применяется традиционная методика расчета по методу предельных состояний.

При проектировании монолитных плит перекрытий с дискретными пустотообразователями необходимо учитывать следующие основные принципы.

Необходимо провести детальный расчёт всех возможных нагрузок на плиту, включая собственный вес, вес пола, перегородок, оборудования и т.д. Это позволит определить оптимальные размеры и форму плиты [26].

Геометрические характеристики Должны соответствовать требованиям к перекрытию пролёта и обеспечению изгибной жесткости конструкции, прочности, устойчивости к деформациям. Изменяя геометрию отверстий и высоту сечения, можно получить оптимизированную структуру железобетонной плиты, позволяющую максимально использовать изгибающий момент [18].

Армирование плит перекрытий должно обеспечивать их прочность и устойчивость к нагрузкам. Для этого могут использоваться стальные стержни, сетки или другие виды армирования [8].

«Огнестойкость проектируемого объекта характеризуется классом функциональной пожарной опасности здания и его частей и определяется их назначением (Ф1, Ф2, Ф3, Ф4, Ф5), и классом пожарной опасности конструкций (К0, К1, К2, К3)» [27]. Несущие конструкции здания, к которым относятся плиты перекрытия, должны быть максимально устойчивыми к огню для эвакуации людей в условиях пожара [22].

Для обеспечения огнестойкости конструкции необходимо предусмотреть достаточную толщину защитного слоя бетона.

2.2 Использование диаграмм деформирования арматуры и бетона для расчетного анализа прочности нормальных сечений

«Диаграммный метод расчета при кратковременном действии нагрузки предполагает использование двух типов диаграмм – расчетные для оценки прочности сечений и нормативные, для определения трещиностойкости и деформативности» [30]. В СП 63.13330 представлены несколько типов диаграмм состояния бетона. Для более адекватного отражения напряженно-деформированного состояния сечений нормативными документами рекомендуется использовать криволинейную диаграмму сжатия-растяжения бетона, представленную на рисунке 12.

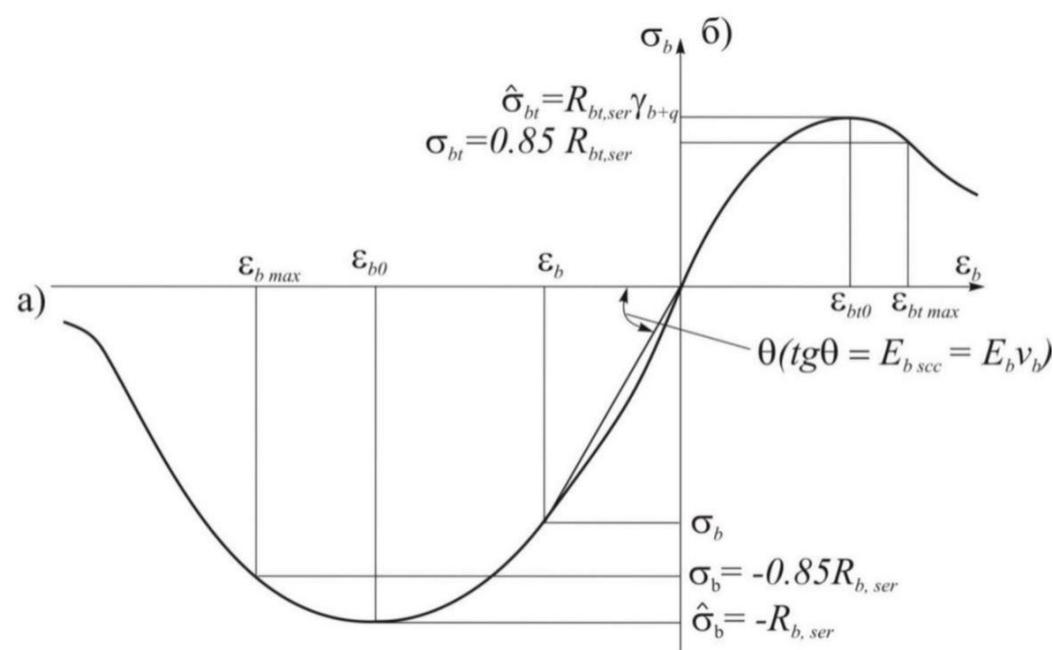


Рисунок 12 – Диаграмма деформирования бетона: а – при сжатии, б – при растяжении

«Диаграмма состоит из двух ветвей: в отрицательной зоне напряжений отражено сжатие бетона; в положительной – растяжение. В аналитическом виде зависимость между деформациями и напряжениями записывается по аналогии с законом Гука в виде» [30] формулы (1):

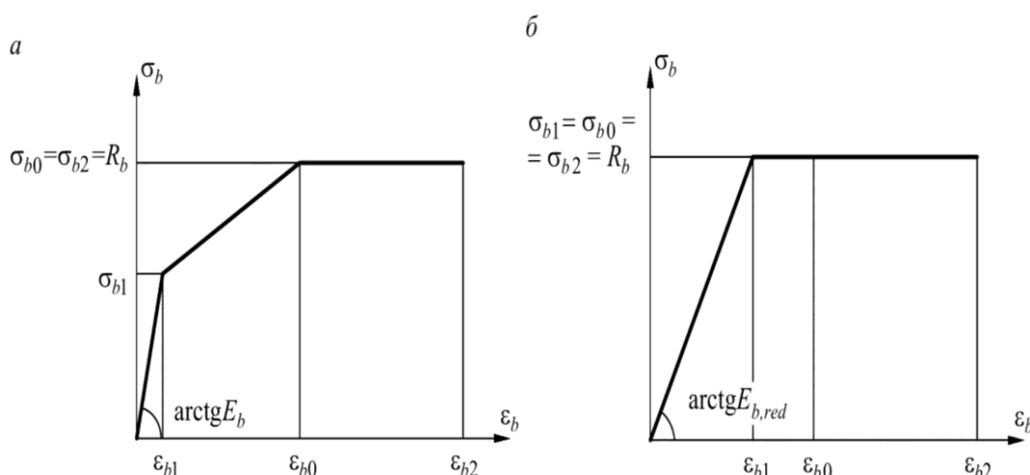
$$\varepsilon_b = \frac{\sigma_b}{E_b \nu_b}, \quad (1)$$

где E_b – начальный модуль упругости бетона;

ν_b – коэффициент изменения секущего модуля.

Значения коэффициента ν_b определяются по зависимостям, данным в приложении Г СП 63.13330.2018.

В качестве расчетных диаграмм в СП 63.13330 предлагаются трехлинейная и двухлинейные диаграммы деформирования бетона (рисунок 13) [9].



Диаграммы: а – диаграмма состояния сжатого бетона с тремя линейными участками;

б – диаграмма состояния сжатого бетона с двумя линейными участками.

Рисунок 13 – Диаграммы состояния сжатого бетона

В диаграмме с тремя линейными участками (рисунок 13, а) сжимающие и растягивающие напряжения бетона σ_b и σ_{bt} определяются по относительным деформациям бетона ε_b и ε_{bt} и находятся по формулам (2)-(4).

$$\text{При } 0 \leq \varepsilon_b \leq \varepsilon_{b1} \quad \sigma_b = E_b \cdot \varepsilon_b, \quad (2)$$

при $0 \leq \varepsilon_{bt} \leq \varepsilon_{bt1}$ $\sigma_{bt} = E_b \cdot \varepsilon_{bt},$

при $\varepsilon_{b1} \leq \varepsilon_b \leq \varepsilon_{b0}$ $\sigma_b = \left[\left(1 - \frac{\sigma_{b1}}{R_b} \right) \cdot \frac{\varepsilon_b - \varepsilon_{b1}}{\varepsilon_{b0} - \varepsilon_{b1}} + \frac{\sigma_{b1}}{R_b} \right] \cdot R_b,$ (3)

при $\varepsilon_{bt1} \leq \varepsilon_b \leq \varepsilon_{bt0}$ $\sigma_{bt} = \left[\left(1 - \frac{\sigma_{bt1}}{R_{bt}} \right) \cdot \frac{\varepsilon_{bt} - \varepsilon_{bt1}}{\varepsilon_{bt0} - \varepsilon_{bt1}} + \frac{\sigma_{bt1}}{R_{bt}} \right] \cdot R_{bt},$

при $\varepsilon_{b0} \leq \varepsilon_b \leq \varepsilon_{b2}$ $\sigma_b = R_b,$ (4)

при $\varepsilon_{bt0} \leq \varepsilon_{bt} \leq \varepsilon_{bt2}$ $\sigma_{bt} = R_{bt}.$

Значения напряжений σ_{b1} и σ_{bt1} принимают соответственно формуле (5)

$$\sigma_{b1} = 0,6R_b \text{ и } \sigma_{bt1} = 0,6R_{bt},$$
 (5)

а значения относительных деформаций ε_{b1} и ε_{bt1} принимают

$$\varepsilon_{b1} = \frac{\sigma_{b1}}{E_b} \text{ и } \varepsilon_{bt1} = \frac{\sigma_{bt1}}{E_b}.$$
 (6)

В диаграмме с двумя линейными участками (рисунок 13, б) напряжения в бетоне σ_b и σ_{bt} определяются по относительным деформациям ε_b и ε_{bt} определяют по формулам (7)-(8):

при $0 \leq \varepsilon_b \leq \varepsilon_{b1}$ $\sigma_b = E_{b,red} \cdot \varepsilon_b,$ (7)

при $0 \leq \varepsilon_{bt} \leq \varepsilon_{bt1}$ $\sigma_{bt} = E_{b,red} \cdot \varepsilon_{bt},$

где $\varepsilon_b = \frac{R_b}{E_{b,red}}$ и $\varepsilon_{bt1} = \frac{R_{bt}}{E_{b,red}}.$

при $\varepsilon_{b1} \leq \varepsilon_b \leq \varepsilon_{b2}$ $\sigma_b = R_b,$ (8)

при $\varepsilon_{bt1} \leq \varepsilon_{bt} \leq \varepsilon_{bt2}$ $\sigma_{bt} = R_{bt}.$

Приведенный модуль деформации бетона $E_{b,red}$ принимают равным

$$E_{b,red} = \frac{R_b}{\varepsilon_{b1,red}}. \quad (9)$$

Значения относительных деформаций тяжелого бетона при непродолжительном действии нагрузки, соответствующие основным точкам расчетной диаграммы принимают: $\varepsilon_{b1,red} = 0,0015$; $\varepsilon_{b2} = 0,0035$; $\varepsilon_{bt1,red} = 0,0008$; $\varepsilon_{bt2} = 0,00015$ [16].

«Расчет по нормальным сечениям железобетонного элемента для общего случая преследует следующее: определение несущей способности сечения и подбор необходимого армирования и геометрии поперечного сечения, отвечающие критерию прочности. Критерием прочности нормального сечения изгибаемого элемента является внутреннее усилие. В данном случае изгибаемых элементов, в частности железобетонных плит, этим усилием является изгибающий момент, воспринимаемый сечением в предельном состоянии. Если сумма внешних усилий окажется меньше внутренних в предельной стадии, то несущая способность считается обеспеченной» [28].

«Расчеты по прочности нормальных сечений с использованием криволинейной (фактической) диаграммы состояния бетона возможны только на основе численных итерационных процессов, реализуемых с помощью вычислительной техники по специальным программам» [28].

Использование в расчетах трехлинейной диаграммы (рисунок 13, а) по сложности практически приближается к криволинейной диаграмме состояния бетона. «Помимо дополнительных трудностей в методике вычисления, аналитические выражения для момента образования трещин с использованием трехлинейной диаграммы можно получить для прямоугольных сечений с одиночным армированием без предварительного напряжения» [28].

В данной работе для получения аналитических зависимостей использовалась двухлинейная диаграмма состояния бетона (рисунок 13, б).

«Для оценки несущей способности нормального сечения составляются расчетные уравнения равновесия» [30]. Условие прочности для нормальных

сечений прямоугольной формы или симметричных в плоскости действия изгибающего момента с двойной арматурой для общего случая, расположенной у наиболее растянутой и сжатой гранях элемента, запишется в виде формулы

$$M_{tot} \leq R_b S_b + R_{sc} S'_s, \quad (10)$$

где R_b – расчетное сопротивление бетона осевому сжатию для предельных состояний первой группы;

R_{sc} – расчетное сопротивление арматуры осевому сжатию;

S_b и S'_s – статические моменты площади бетона сжатой зоны и сжатой арматуры относительно оси, нормальной плоскости действия момента и проходящей через центр тяжести растянутой арматуры.

«Задача оценки прочности для прямоугольного сечения, армированных сталью с физическим пределом текучести в сжатой и растянутой зонах может быть решена аналитическим путем. Высоту сжатой зоны определим из предположения, что в бетоне достигнуты предельные деформации» [28]. Тогда усилие N_b в сжатом бетоне при билинейной диаграмме деформирования бетона согласно рисунку 14, равно

$$N_b = \left(x - x \frac{\varepsilon_{b1,red}}{\varepsilon_{b2}} \right) b R_b + x \frac{\varepsilon_{b1}}{\varepsilon_{b2}} b R_b \cdot 0,5, \quad (11)$$

где x – высота сжатой зоны бетона;

$\varepsilon_{b1,red}$, ε_{b1} , ε_{b2} – относительные деформации;

b – ширина прямоугольного сечения или ширина ребра таврового и двутаврового сечений;

Значения относительных деформаций $\varepsilon_{b1,red}$ принимают для тяжелого бетона при непродолжительном действии нагрузки $\varepsilon_{b1,red} = 0,0015$;

При выполнении условия $x \leq \xi_R h_0$, где ξ_R – граничная относительная высота сжатой зоны, то напряжение в растянутой арматуре равно R_s , тогда условие равновесия для изгибаемого элемента запишется

$$xbR_b \left(1 - \frac{\varepsilon_{b1,red}}{2\varepsilon_{b2}}\right) + R_{sc}A'_s - R_sA_s = 0, \quad (12)$$

где A'_s и A_s – площадь сечения ненапрягаемой части арматуры соответственно S и S'.

R_s – расчетное сопротивление арматуры растяжению для предельных состояний первой группы.

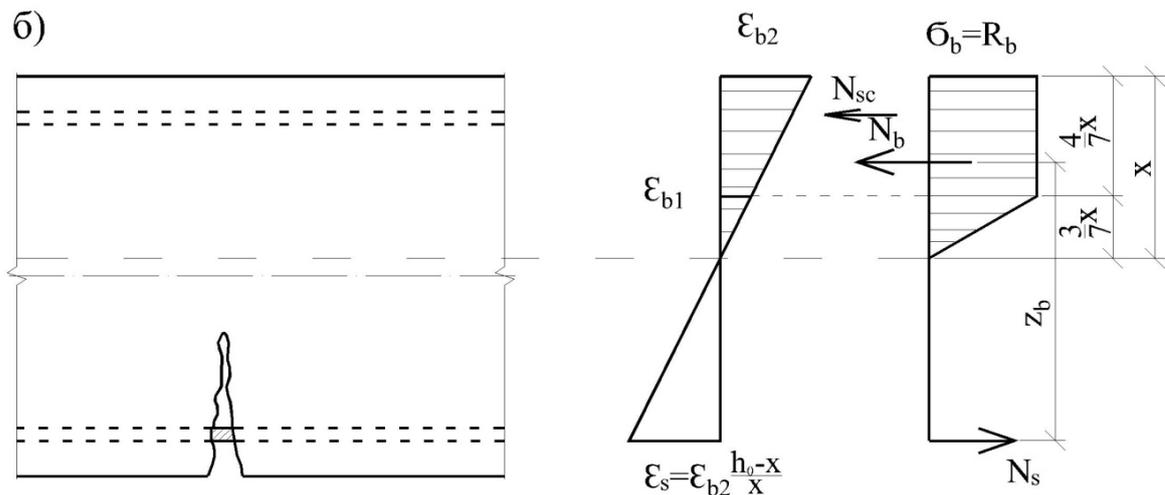


Рисунок 14 – Распределение напряжений в бетоне (на основе двухлинейной диаграммы) и усилий в нормальном сечении

Высота сжатой зоны будет равна:

$$x = \frac{R_sA_s - R_{sc}A'_s}{\left(1 - \frac{\varepsilon_{b1,red}}{2\varepsilon_{b2}}\right) bR_b}. \quad (13)$$

Изгибающий момент внутренних сил относительно центра тяжести растянутой арматуры, в соответствии с рисунком 14 определится из выражения после преобразований и учитывая, что $\frac{\varepsilon_{b1,red}}{\varepsilon_{b2}} = \frac{3}{7}$, приобретает вид

$$M = R_b b x (0,79 h_0 - 0,316 x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'), \quad (14)$$

где h_0 – это рабочая высота сечения, равная $h - a$;

a – расстояние от равнодействующих усилий в арматуре S до ближайшей грани;

a' – расстояние равнодействующей предельных растягивающих усилий в арматуре S' до ближайшей грани.

«В действующих нормативных документах распределение напряжений в сжатой зоне принимается равномерным. Высота сжатой зоны определяется из условия равновесия усилий в нормальном сечении – в бетоне сжатой зоны и продольной арматуре» [30]. В нормируемой расчетной диаграмме деформирования бетона (рисунок 13, б) высоты сжатой зоны соотносятся как $\frac{x_1}{x} = 0,79$, где x_1 – высота сжатой зоны для прямоугольной эпюры напряжений.

Подставляя это значение высоты в формулу (14) получим значение изгибающего момента, аналогичное как прямоугольной эпюре сжатой зоны.

«Замена реальной диаграммы деформирования бетона на расчетную не вносит значительных погрешностей в результаты расчета, но вместе с тем упрощает вычисления напряжений» [28].

Данный принцип может быть применим при вычислении момента образования трещин M_{crc} .

Согласно исследованию [28] при сравнении криволинейной и кусочно-линейной диаграмм деформирования бетона разница в предельных моментах не превышала 2%.

Значения предельных по прочности моментов M_{ult} для изгибаемых элементов с различным армированием и прочностью бетона, без

предварительного напряжения, определенных по методике СП 63.13330.2018, показали незначительное отличие от значений моментов M_{ult} , определенных по СНиП 2.03.01-84* [13].

2.3 Расчет нормальных сечений по деформационной модели

«Расчетом по нормальным сечениям железобетонного элемента в общем случае решаются две задачи: оценка прочности сечения и подбор необходимых параметров поперечного сечения, которое отвечало бы требуемой прочности.

Расчет по нелинейной деформационной модели железобетонных сечений, нормальных к продольной оси, в общем случае основан на итерационном процессе численного определения равновесного состояния, отвечающего вышеперечисленным критериям. Очевидно, что это связано с большим объемом вычислений, поэтому расчет рекомендуется автоматизировать с помощью компьютерных программ» [30].

Для расчета выбирается система координат с началом координат (точка О) в произвольном месте в пределах поперечного сечения элемента. Как правило это может быть точка нижней грани сечения, то есть отсчет начинается с растянутой зоны. Сечение разбивается на малые участки по высоте и ширине. Для каждого участка определяются площадь и координаты центра тяжести A_{bi} , Z_{bxi} , Z_{byi} относительно выбранной системы координат. Кратность разбиения рекомендуется принимать не менее 30. Определяются площади и координаты центров тяжести A_{sj} , Z_{sxj} , Z_{syj} арматурных элементов относительно выбранной системы координат.

Рассмотрим общий случай построения алгоритма расчета по проверке прочности нормального сечения.

1. Для начальной итерации для всех участков бетона и стержней арматуры вычисляются значения жесткостных характеристик D_{ij} при коэффициентах упругости $\nu_{bi} = \nu_{sj} = 1$.

Изгибные жесткостные характеристики D_{11} , D_{12} , D_{22} в плоскостях XOZ определяют по формулам:

$$D_{11} = \sum_i A_{bi} z_{bi}^2 E_b \nu_{bi} + \sum_j A_{sj} z_{sj}^2 E_s \nu_{sj}, \quad (15)$$

$$D_{12} = \sum_i A_{bi} z_{bi} E_b \nu_{bi} + \sum_j A_{sj} z_{sj} E_s \nu_{sj}, \quad (16)$$

$$D_{22} = \sum_i A_{bi} E_b \nu_{bi} + \sum_j A_{sj} E_s \nu_{sj}. \quad (17)$$

2. Решают систему уравнений равновесия внешних и внутренних сил относительно неизвестных деформаций ε_0 в начале координат в точке O и значения кривизны $1/r_x$:

$$M_x = D_{11} \frac{1}{r_x} + D_{12} \varepsilon_0, \quad (18)$$

$$0 = D_{12} \frac{1}{r_x} + D_{22} \varepsilon_0. \quad (19)$$

3. Определяют относительные деформации для каждого участка бетона и стержня арматуры в зависимости от полученных значений относительных деформаций в начале координат и кривизны по формулам (20), (21).

$$\varepsilon_{bi} = \varepsilon_0 + \frac{1}{r_x} z_{bi}, \quad (20)$$

$$\varepsilon_{sj} = \varepsilon_0 + \frac{1}{r_x} z_{sj}. \quad (21)$$

где z_{bi} , z_{sj} – координаты центров послойно разбитого сечения для бетона и арматуры соответственно;

ε_{bi} – относительная деформация i -го участка бетона на уровне его центра тяжести от действия внешней нагрузки;

ε_{sj} – относительная деформация j-го стержня напрягаемой арматуры от действия внешней нагрузки;

ε_0 – относительная деформация волокна, расположенного на пересечении выбранных осей (в точке O);

$\frac{1}{r_x}$ – кривизна продольной оси в рассматриваемом поперечном сечении элемента в плоскостях действия изгибающих моментов M_x и M_y .

4. По относительным деформациям для каждого участка бетона и стержня арматуры по диаграммам состояния материалов уточняют значения коэффициентов упругости ν_{bi} , ν_{sj} . Значения коэффициентов ν_{bi} , ν_{sj} определяют как соотношение значений напряжений и деформаций для рассматриваемых точек соответствующих диаграмм состояния бетона и арматуры, принятых в расчете, деленное на модуль упругости бетона E_b и арматуры E_{sj} или E_{si} , при этом используют зависимости «напряжение – деформация» на рассматриваемых участках диаграмм состояния:

Результаты расчета сводим в таблицу. По вычисленным значениям ε_{bi} , ε_{sj} и σ_{bi} , σ_{sj} определяем коэффициенты упругопластических деформаций i-ого участка бетона (ν_{bi}) и j-ой арматуры (ν_{sj}) по формулам:

$$\nu_{bi} = \frac{\sigma_{bi}}{E_b \varepsilon_{bi}}, \quad (22)$$

$$\nu_{sj} = \frac{\sigma_{sj}}{E_{sj} \varepsilon_{sj}}. \quad (23)$$

При использовании в расчетах двухлинейной диаграммы состояния бетона вместо модуля упругости бетона E_b применяют приведенный модуль деформации сжатого бетона $E_{b.red}$.

5. Вычисляют значения жесткостных характеристик D_{ij} с учетом уточненных значений коэффициентов упругости пункта 4.

6. Решают систему уравнений равновесия внешних и внутренних сил относительно неизвестных деформаций ε_0 в начале координат в точке O и значений кривизны $1/r_x$, согласно пункту 2.

При достижении заданной точности расчета итерационный процесс считается завершенным, в противном случае повторяются шаги 3–6 алгоритма.

После завершения итерационного расчета устанавливается окончательное распределение деформаций и напряжений по сечению элемента.

Прочность сечения элемента считается обеспеченной при выполнении условий:

$$|\varepsilon_{b,max}| \leq \varepsilon_{b,ult}, \quad (24)$$

$$|\varepsilon_{s,max}| \leq \varepsilon_{s,ult}. \quad (25)$$

где $\varepsilon_{b,max}$ – относительная деформация наиболее сжатого волокна бетона в нормальном сечении элемента от действия внешней нагрузки;

$\varepsilon_{s,max}$ – относительная деформация наиболее растянутого стержня арматуры в нормальном сечении элемента от действия внешней нагрузки;

$\varepsilon_{b,ult}$, $\varepsilon_{s,ult}$ – предельные значения относительной деформации соответственно сжатого бетона и растянутой арматуры.

Предельное значение относительных деформаций бетона $\varepsilon_{b,ult}$ и $\varepsilon_{s,ult}$ принимают в зависимости от характера эпюры деформаций. При двухзначной эпюре деформаций, т.е. наличии сжатой и растянутой зон, их предельные значения в поперечном сечении элемента принимаются равными ε_{b2} и ε_{bt2} соответственно (рисунок 15). Это в обязательном порядке выполняется для изгибаемых элементов.

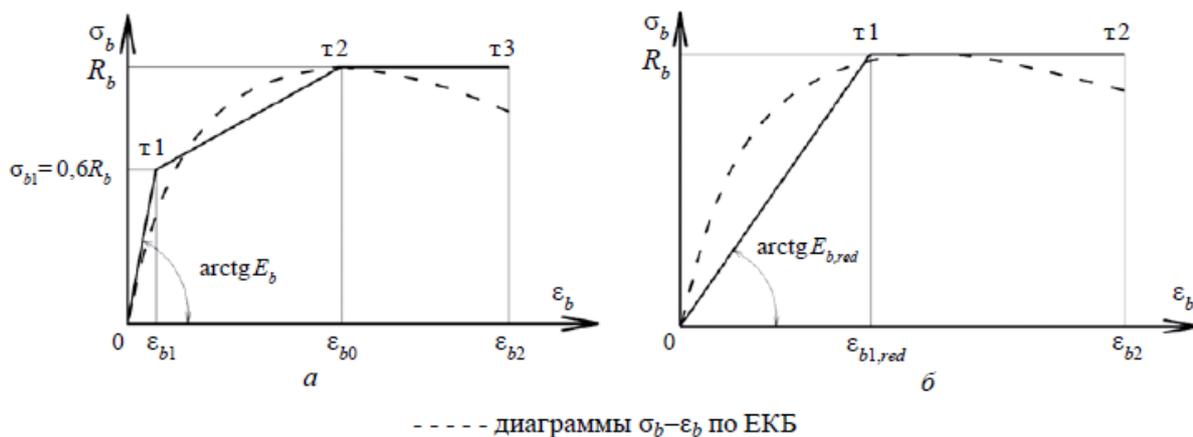


Рисунок 15 – Расчетная диаграмма состояния сжатого бетона:
 а – трехлинейная; б – двухлинейная

«Расчёт строительных конструкций с использованием нелинейной деформационной модели (НДМ) относится к проверочно-контрольным или тестирующим методам. Он выполняется при известных значениях усилия (внешнего или внутреннего), армирования (бетона) и геометрических размеров элемента.

Цель итерационного процесса – определить максимальную кривизну элемента, от которой зависят относительные деформации в контролируемых точках сечения» [28].

Есть два метода определения искомой кривизны. В первом методе находят новое положение нейтральной линии. Во втором методе учитывают матрицу жёсткостных характеристик каждого малого участка.

2.4 Расчет железобетонных плит по деформациям на основе нелинейной деформационной модели

Для железобетонных конструкций установлены требования по прогибам, которые должны выполняться в рамках второй группы предельных состояний. Эти требования гласят, что прогиб конструкции под воздействием внешних нагрузок не должен превышать предельно допустимого значения.

Ограничение прогибов железобетонных конструкций связано с необходимостью обеспечения нормальной эксплуатации зданий и сооружений, где эти конструкции используются.

Включение пустотообразователей в тело плиты может привести к облегчению веса плиты и снижению её жёсткости [31]. Это может существенно повлиять на работу конструкции при увеличении пролёта. Поэтому определение деформаций, особенно прогибов, является важным и трудоёмким этапом при расчёте и проектировании облегчённых плит с пустотообразователями.

«Предельные прогибы нормируются СП 20.13330.2016 «Нагрузки и воздействия» исходя из следующих требований:

- а) технологических (обеспечение нормальной эксплуатации разного рода технологического оборудования);
- б) конструктивных (обеспечение целостности примыкающих друг к другу элементов и их стыков, обеспечение заданных уклонов);
- в) физиологических (предотвращение вредных воздействий и ощущений дискомфорта при колебаниях);
- г) эстетико-психологических (обеспечение благоприятных впечатлений от внешнего вида конструкции, предотвращение ощущения опасности и дискомфорта)» [30], [19].

В строительных нормах и правилах предусмотрены требования к конструкции перекрытий, которые направлены на предотвращение чрезмерных прогибов. Эти требования заключаются в том, чтобы прогиб перекрытия не превышал расстояние между перекрытием и верхними частями перегородок, витражей, оконных и дверных коробок, расположенных ниже.

«В своде правил СП 20.13330.2016 рекомендуется, чтобы этот зазор не превышал 40 мм. Прогиб конструкции определяется как разница между прогибом от всех нагрузок (с учётом продолжительности действия постоянных и длительных нагрузок) и прогибом только от постоянных нагрузок без учёта их продолжительности.

Конкретные условия примыкания перегородок и других элементов должны быть определены при проектировании несущих и ограждающих конструкций.

Кроме того, существуют ограничения на горизонтальные перемещения перекрытий каркасных зданий под воздействием ветровых нагрузок и температурно-климатических факторов. Это необходимо для обеспечения целостности заполнения каркаса перегородками, стенами и другими элементами» [30].

«Предельные горизонтальные относительные перемещения перекрытий в пределах одного этажа определяются типом перегородок и стен и их креплений к каркасу: при податливых креплениях любых перегородок и стен – $h_s / 300$, при жестких креплениях – $h_s / 500$ (где h_s – это высота этажа). При жестких креплениях стен из керамических блоков, стекла (витражи) или из облицованных естественным камнем предельные перемещения уменьшаются до $h_s / 700$. Эти перемещения вычисляются при действии только нормативной ветровой нагрузки с учетом непродолжительного действия» [30].

При расчёте перемещений зданий, высота которых превышает 40 метров, необходимо учитывать крен фундаментов под элементами жёсткости (связями, диафрагмами и т. п.).

При вычислении крена фундаментов, учитывая кратковременность действия ветровой нагрузки, следует принимать во внимание только 30 % этой нагрузки.

Существуют также эстетико-психологические требования к прогибам, которые относятся ко всем конструкциям покрытий и перекрытий, открытым для обзора. Эти требования заключаются в ограничении относительных прогибов f/l значениями от $1/150$ до $1/300$ в зависимости от величины пролёта. При этом за пролёт принимается видимый продольный размер элемента.

«При расчёте прогибов следует учитывать нагрузки, зависящие от требований, вызвавших эти ограничения.

В частности, при ограничении прогибов по эстетико-психологическим требованиям, прогибы определяются только под воздействием постоянных и длительных нагрузок. Это означает, что допускается кратковременное превышение прогибов сверх допустимых значений по этим требованиям.

При этом прогиб измеряется относительно прямой линии, соединяющей точки опоры конструкции. Выгиб, который возникает из-за предварительного обжатия, не учитывается». [30].

В процессе проектирования бывает сложно точно рассчитать прогибы конструкций с помощью доступных расчётных программ, таких как SCAD Office или Лира. Эти программы используют линейный подход и не учитывают нелинейное деформирование при совместной работе арматуры и бетона.

Однако с их помощью можно оценить границы величин прогибов конструкции в зависимости от принятого модуля упругости элемента. Рекомендуемые значения модуля упругости бетона варьируются в широких пределах: $E = (0,2 \div 1,0) \times E_b$, где E_b – начальный модуль упругости бетона.

Для типичных конструкций плит со сплошным сечением может использоваться программное обеспечение «Арбат», однако для элементов с переменным сечением, как в случае с дискретными пустотообразователями, такой программный комплекс не подходит, поскольку имеет ограниченный перечень распространенных сечений.

Исходя из этого, для успешного применения технологии с дискретными пустотообразователями необходимо внедрение расчета железобетонных плит по деформациям на основе нелинейной деформационной модели для проектирования зданий с облегченными монолитными перекрытиями. Это становится особенно актуально в силу отсутствия в проектных организациях «тяжелых» программных комплексов, таких как ANSYS. А деформационный метод расчета доступен и может быть задан как в распространенных МКЭ-комплексах, так и в коммерческих инженерных калькуляторах, или в программном пакете Microsoft Excel.

2.5 Определение кривизны при вычислении прогибов с использованием двухлинейной диаграммы состояния бетона

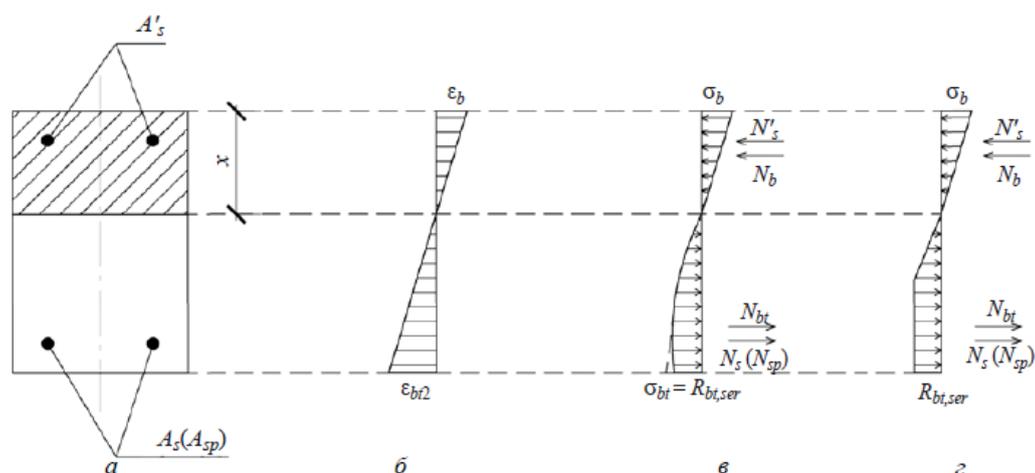
Прогибы строительных конструкций рассчитываются в соответствии с общими правилами строительной механики, которые учитывают изгибные, сдвиговые и осевые деформационные характеристики.

В случае железобетонных конструкций прогибы определяются на основе кривизны сечения. Для более точного учёта особенностей деформирования используется двухлинейная диаграмма состояния бетона ϵ_b – σ_b для сжатия и растяжения

До образования трещин учитываются сжатая и растянутая зоны сечения, схема напряженно-деформированного состояния которого показана на рисунке 16 [4].

Кривизна оси в состоянии, когда в растянутой зоне проявляются неупругие деформации (рис. 16, в, г), равна $1/r = \epsilon_{bt} / (h - x)$.

Стадия работы без трещин в элементах без предварительного напряжения весьма мала и находится в пределах $(0,1 \dots 0,2)M_{ult}$.



Напряженно-деформированное сечение: а – расчетная схема; б – эпюра деформаций в бетоне; в – фактическая эпюра напряжений; г – эпюра напряжений по расчетной двухлинейной диаграмме.

Рисунок 16 – К определению напряженно-деформированного сечения

Общая формула (26) расчета деформации элемента, обусловленная деформацией изгиба, согласно сопротивлению материалов:

$$f = \int_0^l \overline{M}_x \left(\frac{1}{r}\right)_x dx, \quad (26)$$

где \overline{M}_x – изгибающий момент в сечении x от действия единичной силы, приложенной в сечении, для которого определяют прогиб, в направлении этого прогиба;

$\left(\frac{1}{r}\right)_x$ – полная кривизна элемента в сечении x от внешней нагрузки, при которой определяют прогиб.

При этом, нормативные документы (СП 63.13330.2018) допускают, что интегрирование может осуществляться численно, то есть: «в общем случае формулу можно реализовать путем разбиения элемента на ряд участков, определяя кривизну на границах этих участков (с учетом наличия или отсутствия трещин и знака кривизны) и перемножения эпюр моментов \overline{M}_x и кривизны $\left(\frac{1}{r}\right)_x$ по длине элемента, принимая линейное распределение кривизны в пределах каждого участка». С помощью этого допущения становится возможным линейное решение задачи с помощью доступных расчетных комплексов [10].

Полную кривизну изгибаемых, внецентренно сжатых и внецентренно растянутых элементов определяют по формулам:

$$\frac{1}{r} = \left(\frac{1}{r}\right)_1 + \left(\frac{1}{r}\right)_2, \quad (27)$$

где $\left(\frac{1}{r}\right)_1$ – кривизна соответственно от непродолжительного действия кратковременных нагрузок;

$\left(\frac{1}{r}\right)_2$ – кривизна от продолжительного действия постоянных и временных длительных нагрузок.

$$\frac{1}{r} = \left(\frac{1}{r}\right)_1 - \left(\frac{1}{r}\right)_2 + \left(\frac{1}{r}\right)_3, \quad (28)$$

где $\left(\frac{1}{r}\right)_1$ – кривизна от непродолжительного действия всей нагрузки, на которую производят расчет по деформациям;

$\left(\frac{1}{r}\right)_2$ – кривизна от непродолжительного действия постоянных и временных длительных нагрузок;

$\left(\frac{1}{r}\right)_3$ – кривизна от продолжительного действия постоянных и временных длительных нагрузок.

Теоретически определить кривизну сечения в области, где возникли трещины, перпендикулярные продольной оси, довольно сложно по следующим причинам:

- ранее сплошные сечения теперь разделены трещинами в зоне растяжения на блоки, размеры которых определяются условно;
- разделение на блоки приводит к неравномерному распределению жёсткости по длине элемента в сечении с трещиной и в сечении между трещинами;
- деформации в продольной арматуре, работающей на растяжение, распределяются крайне неравномерно, что приводит к изменению напряжённого состояния по длине;
- также неравномерно распределены деформации в сжатом бетоне, с концентрацией в сечениях с трещиной.

Чтобы учесть эти факторы, в нормативных документах было предложено определять прогибы исходя из кривизны нормальных сечений [11].

Значение кривизны, согласно СП 63.13330.2018 может быть определено из решения систем нелинейных уравнений, с одним существенным уточнением в п. 6.1.25: «При расчете деформаций железобетонных элементов по нелинейной деформационной модели при отсутствии трещин для оценки напряженно-деформированного состояния в сжатом и растянутом бетоне используют трехлинейную диаграмму состояния бетона с учетом непродолжительного и продолжительного действия нагрузки. При наличии трещин для оценки напряженно-деформированного состояния сжатого бетона помимо указанной выше диаграммы используют, как наиболее простую, двухлинейную диаграмму состояния бетона с учетом непродолжительного и продолжительного действия нагрузки.». Таким образом (это видно и из структуры самих формул), в процессе расчета прогиба потребуется определять момент трещинообразования – так как формула определения кривизны зависит от условия раскрытия трещин [24].

2.6 Расчет по образованию трещин нормальных к продольной оси на основе двухлинейной диаграммы состояния бетона

Расчет по образованию и раскрытию трещин внедрили в нормативные документы после 40-х годов. Методика расчета базировалась на работах Мурашева В.И. [28]. Для определения момента образования трещин в железобетонных конструкциях используется двухлинейная диаграмма состояния бетона. Она представляет собой график зависимости между напряжениями и деформациями в бетоне при сжатии и растяжении [3].

Расчёт выполняется следующим образом:

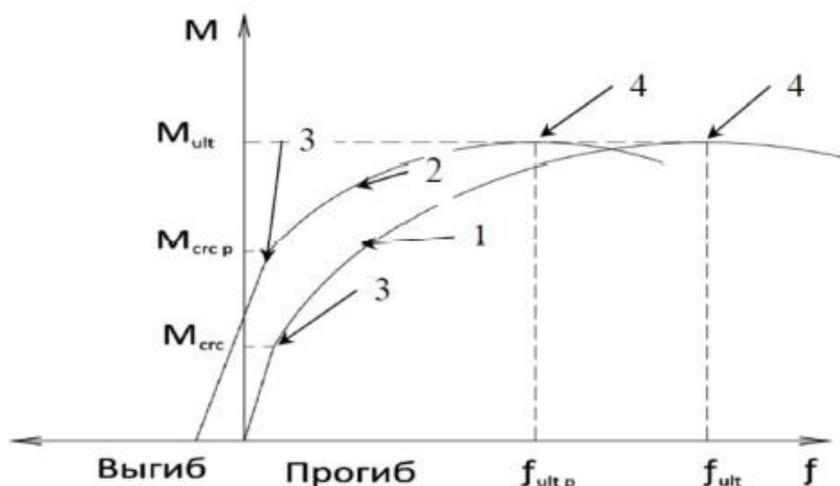
- определяются усилия от внешних нагрузок и воздействий [17];
- рассчитываются деформации в растянутой зоне сечения с учётом неупругих деформаций бетона согласно диаграмме состояния;
- сравниваются полученные деформации с предельными значениями, при которых образуются трещины.

Если деформации превышают предельные значения, то считается, что трещины образовались. (рисунок 17).

«Трещины начинают оказывать влияние на деформативность конструкции при их раскрытии 0,05-0,1мм, которые можно зафиксировать визуально» [9]. На графике момент – прогиб (рисунок 17) это соответствует некоторому перелому в кривой опытной зависимости M-f.

«Уровень нагрузки для ненапряженных изгибаемых элементов, при которой происходит образование видимых трещин, находится в пределах 0,1-0,2 от разрушающего усилия и зависит от класса бетона и содержания арматуры в растянутой зоне» [28].

За предельное относительное предельное удлинение тяжелого бетона класса до В60 в СП 63.13330.2018 приняты значения деформаций равные $\varepsilon_{bt} = 0,00015$.



Графики: 1 – без предварительного напряжения арматуры; 2 – с предварительным напряжением арматуры; точка 3 – соответствует образованию видимых трещин; точка 4 – соответствует предельному значению прогибов (кривизны).

Рисунок 17 – График зависимости прогиба от изгибающего момента для элементов

«Величины изгибающих моментов в железобетонных элементах перед образованием трещин, нормальных к продольной оси определяются на основе следующих положений:

1. Сечения до и после деформации остаются плоскими, т. е. в основу принята гипотеза плоских сечений (рисунок 16, б).

2. Наибольшее относительное удлинение крайнего растянутого волокна бетона равно $\varepsilon_{bt} = 0,00015$ [7].

3. Напряжения в сжатой зоне бетона распределены по треугольнику, т.е. по упругой схеме (в основном для конструкций без предварительного напряжения арматуры, рисунок 16, в-г) или по трапеции с учетом неупругих деформаций бетона.

4. Распределение напряжения в бетоне растянутой зоны соответствуют принятой расчетной диаграмме с двумя кусочно-линейными участками (рисунок 16, г). Максимальные напряжения в растянутом бетоне равны по величине $\sigma_{bt} = R_{bt,ser}$ » [3028].

Расчет по образованию нормальных к продольной оси трещин основывается на определении изгибающего момента, при котором образуются трещины, исходя из условия [21]:

$$M < M_{crc}, \quad (29)$$

где M – изгибающий момент от внешней нагрузки;

M_{crc} – изгибающий момент, воспринимаемый нормальным сечением при образовании трещин.

Используя двухлинейную диаграмму состояния бетона (рисунок 13, б), определим изгибающий момент, соответствующий образованию трещин.

В общем случае критерием образования трещин непродолжительном действии нагрузки является достижение на крайней растянутой грани сечения деформации бетона равной $\varepsilon_{bt2} = 0,00015$.

Напряженно-деформированное состояние в нормальном сечении согласно гипотезе плоских сечений, при образовании трещины будет иметь вид, показанный на рисунке 15. Эпюра напряжений построена на основании двухлинейной диаграммы состояния бетона [25].

Уравнение равновесия имеет вид:

$$\frac{R_{bn}}{20}bx^2 + 30A'_sx - 30A'_sa' = \frac{11}{15}R_{bt,n}b(h^2 - 2hx + x^2) + 30A_s(h - a) - 30A_sx. \quad (2.18)$$

Относительные характеристики принимаются как:

$$\alpha_s = \frac{30 A_s}{R_{bt,n} bh}, \quad (30)$$

$$\alpha'_s = \frac{30 A'_s}{R_{bt,n} bh'}$$

$$r = \frac{R_{bn}}{10R_{bt,n}}, \quad (31)$$

$$\delta_s = \frac{a}{h}, \quad (32)$$

$$\delta'_s = \frac{a'}{h}.$$

Получаем после алгебраических преобразований решение квадратного уравнения в виде

$$\xi = \frac{x}{h} = Z - \sqrt{Z^2 - \frac{0,733 + \alpha_s(1 - \delta_s) + \alpha'_s\delta'_s}{0,733 - 0,5r}}, \quad (33)$$

$$\text{где } Z = \frac{0,733 + (\alpha_s - \alpha'_s)/2}{0,733 - 0,5r}.$$

Значение M_{crc} представляет собой момент внутренних сил относительно любой оси, но наиболее удобно этот момент определять относительно нейтральной оси. Тогда, используя те же относительные характеристики, получаем момент образования трещин:

$$M_{crc} = R_{bt,n} b h^2 \left(0,4526(1 - \xi)^2 + \frac{r\xi^3 + (\xi - \delta'_s)^2 a'_s + (1 - \xi - \delta_s)^2 a_s}{1 - \xi} \right). \quad (34)$$

При наличии полков в сжатой и растянутой зонах, принимаются относительные значения площадей свесов полков по формуле:

$$a_{ov} = \frac{b_f - b}{bh} h'_f, \quad (35)$$

$$a'_{ov} = \frac{b'_f - b}{bh} h'_f,$$

А также:

$$\delta_f = \frac{h_f}{2h}; \quad (36)$$

$$\delta'_f = \frac{h'_f}{2h}.$$

Определяем высоту сжатой зоны из аналогичного квадратного уравнения по следующим формулам в зависимости от высоты растянутой полки:

а) при $\delta_f \leq \frac{7}{30}(1 - \xi)$

$$\xi = Z - \sqrt{Z^2 - \frac{[0,733 + \alpha_s(1 - \delta_s) + a'_s \delta'_s + r \delta'_f a'_{ov}] + a_{ov}}{0,733 - 0,5r}}, \quad (37)$$

где $Z = \frac{0,733 + \frac{(\alpha_s - a'_s + r a'_{ov}) + a_{ov}}{2}}{0,733 - 0,5r}$.

а) при $\delta_f > \frac{7}{30}(1 - \xi)$

$$\xi = Z - \sqrt{Z^2 - \frac{0,733 + \alpha_s(1 - \delta_s) + a'_s \delta'_s + r \delta'_f a'_{ov} + [3,75 \delta_f(1 - \delta_f) - 0,204] \left(\frac{b_f}{b} - 1\right)}{0,733 - 0,5r - 0,204 \left(\frac{b_f}{b} - 1\right)}}, \quad (38)$$

где $Z = \frac{0,733 + \frac{(\alpha_s - a'_s + r a'_{ov})}{2} + \frac{(1,87 \delta_f + 2,04)}{\frac{b_f}{b} - 1}}{0,733 - 0,5r - 0,204 \left(\frac{b_f}{b} - 1\right)}$.

При $Z > 0$ в формулах (26) и (27) принимается знак «минус», при $Z < 0$ – знак «плюс».

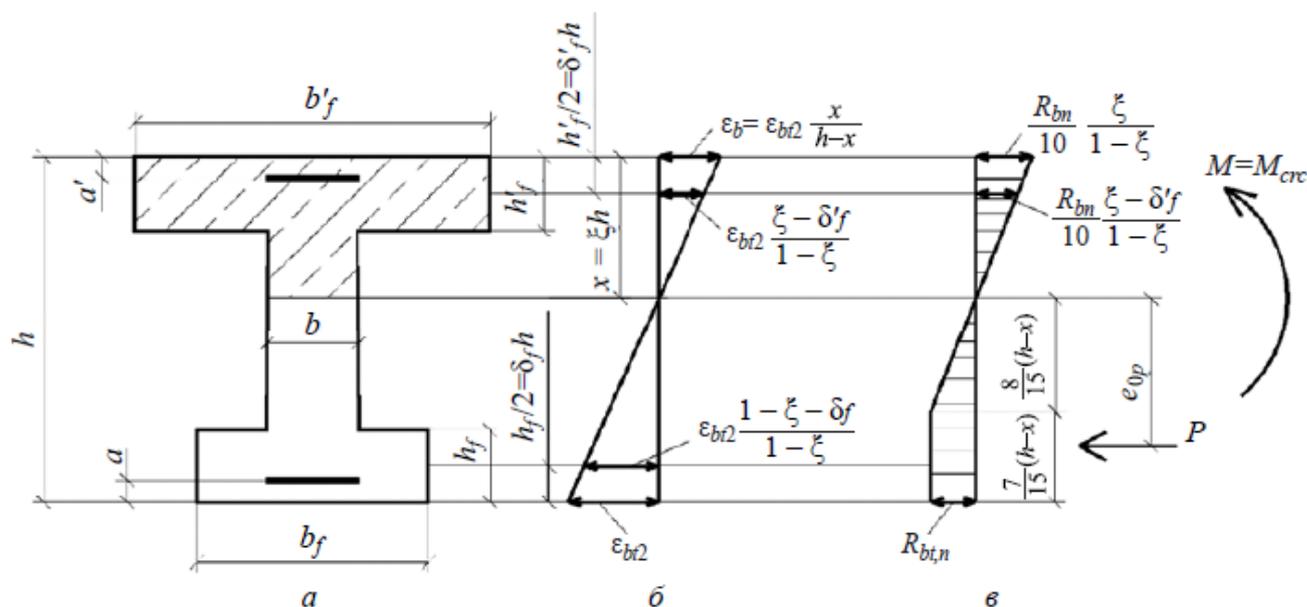


Рисунок 18 – К определению момента образования трещин M_{cr} для изгибаемого элемента двутаврового сечения: а – схема сечения; б – эпюра деформаций; в – эпюра напряжений.

Начинать расчет можно с формулы (26) и при невыполнении первого условия использовать формулу (27).

Значение M_{cr} определяется по формуле (28):

$$M_{crc} = R_{bt,n}bh^2[0,4526(1 - \xi)^2 + \left(\frac{r\xi^3}{3} + (\xi - \delta'_s)^2a'_s + (\xi - \delta'_f)^2ra'_{ov} + (1 - \xi - \delta_s)^2a_s\right)/((1 - \xi) + m_{ov})] \quad (39)$$

где m_{ov} – относительный момент усилий в растянутых свесах относительно нейтральной оси, равный:

$$\text{а) при } 2\delta_f \leq \frac{7}{15}(1 - \xi)$$

$$m_{ov} = \alpha_{ov}(1 - \xi - \delta_f); \quad (40)$$

$$\text{б) при } 2\delta_f > \frac{7}{15}(1 - \xi)$$

$$m_{ov} = \alpha_{ov}(1 - \xi - \delta_f) - \frac{\left[2\delta_f - \frac{7}{15(1 - \xi)}\right]^2 \left(\frac{b_f}{b} - 1\right)}{2}. \quad (41)$$

В СП 63.13330 момент образование трещин устанавливается также по методике ядровых моментов, а эпюра напряжений в сечении принимается в соответствии с двухлинейной диаграммой состояния бетона. Отличия также заключаются в использовании иных коэффициентов учета упруго-пластических деформаций бетона растянутой зоны и в определении коэффициентов приведения арматуры и бетона.

Выводы по разделу 2.

Момент трещиностойкости сечения необходимо определять по двухлинейной диаграмме бетона.

Методика расчета по деформационной модели позволяет получить более точные аналитические результаты в соответствии с физико-механическими свойствами бетона. Также можно определить прогиб в любом сечении плиты с произвольным армированием и нестандартным сечением.

Использование деформационной модели оправдано в условиях отсутствия в проектных организациях мощных программных комплексов, как ANSYS, и позволяет закрыть диапазон задач, связанных с проектированием плит с пустотообразователями, который не решается в стандартном ПО.

Результаты, полученные с использованием криволинейной диаграммы (методика деформационной модели), показывают хорошую сходимость с данными по методике СНиП. Этот метод позволяет более точно учесть особенности деформирования железобетонных конструкций и получить более достоверные результаты.

3 Расчет и сравнительный анализ монолитных облегченных плит перекрытия с пустотообразователями и сплошного сечения на основе деформационной модели

Для проверки прочности нормального сечения плиты перекрытия с пустотообразователями необходимо выполнить следующие шаги:

а) определить геометрические параметры плиты:

- длина и ширина плиты;
- высота плиты (толщина);
- размеры пустот (диаметр для сферических пустотообразователей или ширина, глубина).

б) рассчитать нагрузку на плиту:

- определить собственный вес плиты;
- рассчитать нагрузку от пола, потолка, перегородок и других элементов здания;

в) выполнить расчёт прочности:

- выбрать расчётную схему (безбалочное перекрытие с равномерно распределённой нагрузкой) [1];
- расчёт изгибающего момента в сечении;
- определение требуемой площади арматуры по расчёту на прочность;
- если фактическая площадь меньше требуемой, то необходимо увеличить количество арматуры или изменить её расположение.

г) проверить прочность: проверка прочности осуществляется при помощи проверочно-контрольного метода расчета – расчета на основе деформационной модели;

д) провести проверку на трещиностойкость:

- проверить условие трещиностойкости для нормальных сечений;
- при необходимости внести коррективы в армирование;

е) выполнить проверку деформаций:

- провести расчёт прогибов плиты с учётом нагрузки и армирования;
- убедиться, что прогиб не превышает допустимого значения;

ж) сделать выводы:

- оценить прочность и деформативность плиты;
- сделать заключение об эффективности применения пустообразователей с сравнением с плитами сплошного сечения.

При проектировании плит перекрытий необходимо учитывать требования к пожарной безопасности, звукоизоляции и другим параметрам, которые могут быть важными для конкретного проекта [2], [20].

Для более точного расчёта были использованы специализированные программы, такие как ЛИРА-САПР [1].

Расчет производится по методу предельных состояний согласно СП 63.13330.2018 [21]. После подбора арматуры, выполняется расчет с применением деформационной модели для выполнения поверочных расчетов.

3.1 Расчет прочности плит перекрытия по методу предельных состояний

Аналитическая модель плиты перекрытия была задана в программном комплексе ЛИРА-САПР 2016 R5 при помощи метода конечных элементов. Модель отражала безбалочное перекрытие с опиранием на колонны со стороны 400 мм [15]. Были заданы оси 6×6 метров (рисунок 19).

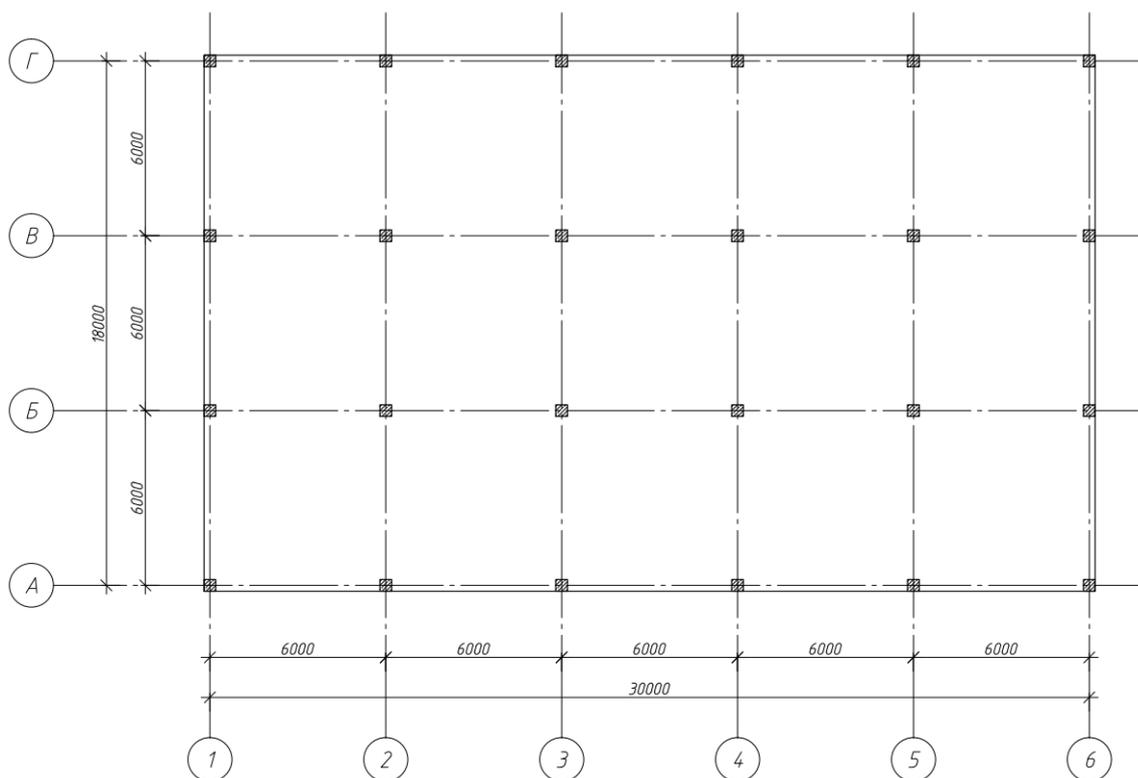


Рисунок 19 –Схема расположения плиты перекрытия (для сплошного и облегченного сечения)

В таблице 1 и на рисунке 20 приведены исходные геометрические данные (габариты) плит [35].

Таблица 1 – Исходные данные для расчета

Тип плиты перекрытия	Толщина плиты, h_f , мм	Поперечное сечение колонн, мм	Размеры ячейки (плиты), мм	Диаметр сфер, мм	Расстояние до центра арматурных стержней, мм
С пустотообразователями	230	400×400	6000×6000	180	35
Сплошного сечения 1 тип	230	400×400	6000×6000	–	35
Сплошного сечения 2 тип	200	400×400	6000×6000	–	35

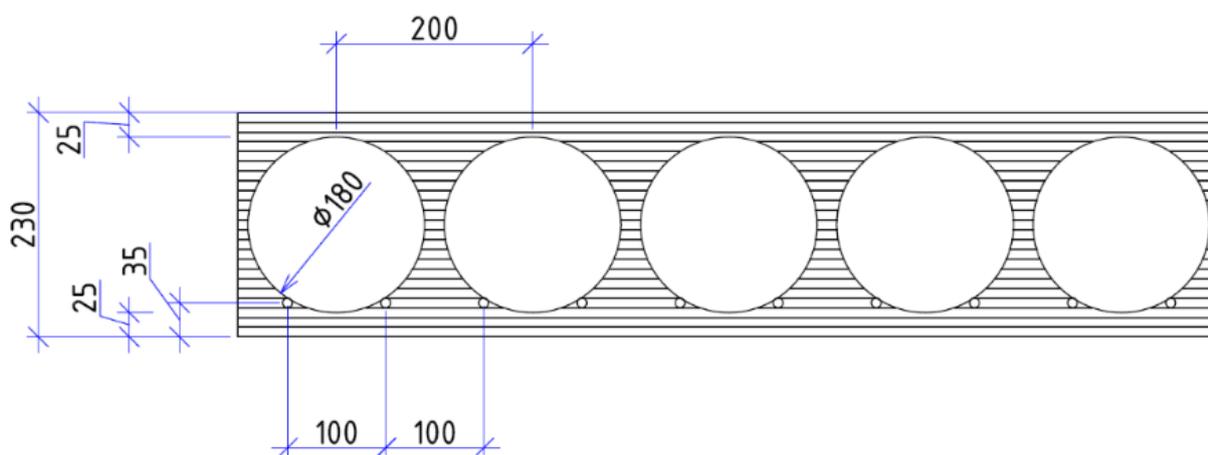


Рисунок 20 – Геометрические характеристики плиты с пустотообразователями

В таблице 2 приведены свойства и используемые для расчета материалы.

Таблица 2 – Расчетные характеристики материалов

Тип плиты перекрытия	Класс бетона	Расчетные сопротивления бетона для расчета по первой группе предельных состояний, МПа		Начальный модуль упругости бетона E_b , МПа	Класс арматуры	Расчетное сопротивление арматуры для предельных состояний первой группы, МПа	
		R_b	R_{bt}			R_s	R_{sc}
С пустотообразователями	B25	14,5	1,05	30000	A500	435	400
Сплошного сечения 1 тип	B25	14,5	1,05	30000	A500	435	400
Сплошного сечения 2 тип	B25	14,5	1,05	30000	A500	435	400

3.1.1 Расчет прочности плиты перекрытия с пустотообразователями

Нагрузка прикладывалась к верхней части плиты как равномерно распределённая $q = 1 \text{ кН/м}^2$ для вычисления моментов.

Значения нормативных и расчетных значений нагрузок на перекрытие сведены в таблицу 3.

Таблица 3 – Нормативные и расчётные нагрузки на 1 м²

Вид нагрузки	Нормативное значение, кН/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке, γ_f	Расчетное значение, кН/м ²
1	2	3	4
Постоянные:			
Собственный вес плиты перекрытия	3,84	1,1	4,224
Нагрузки от веса перегородок:			
Штукатурка $\gamma = 18 \text{ кН/м}^3; \delta = 0,020 \text{ м}$	0,360	1,3	0,468
Кладка из к/б блоков $\gamma = 12 \text{ кН/м}^3; \delta = 0,190 \text{ м}$	2,280	1,3	2,964
Штукатурка $\gamma = 18 \text{ кН/м}^3; \delta = 0,020 \text{ м}$	0,360	1,3	0,468
Конструкция пола:			
Керамическая плитка $\gamma = 18 \text{ кН/м}^3; \delta = 0,008 \text{ м}$	0,144	1,1	0,158
Клей $\gamma = 16 \text{ кН/м}^3; \delta = 0,002 \text{ м}$	0,032	1,3	0,042
Стяжка из цементно-песчаного раствора $\gamma = 18 \text{ кН/м}^3; \delta = 0,050 \text{ м}$	0,900	1,3	1,170
Звукоизоляция $\gamma = 8 \text{ кН/м}^3; \delta = 0,030 \text{ м}$	0,240	1,3	0,312
Затирка $\gamma = 18 \text{ кН/м}^3; \delta = 0,010 \text{ м}$	0,180	1,3	0,234
Итого постоянные:	8,336	–	10,04
Временные:			
Кратковременная: полезная нагрузка на пол коридоров	3,00	1,2	3,60
Итого временные:	3,00	–	3,60
Полная нагрузка $q = g + v$	11,336	–	13,64

Расчетная нагрузка на 1 п. м плиты с учетом коэффициента надежности по ответственности здания $\gamma_n = 1,0$:

$$q = 13,64 \cdot 1 \text{ м} \cdot 1,0 = 13,64 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

На основе аналитической модели вычислены максимальные моменты в критических зонах (рисунок 21).

Изгибающие моменты для конструктивной ячейки в осях рассчитали по приближенным формулам, используя результаты расчета фрагмента (ячейки) перекрытия, приведенные ниже.

Поправочные коэффициенты равны:

$$k_x = \frac{q \cdot L_x^2 \cdot L_y}{6,0^3} \quad (42)$$

$$k_x = \frac{13,64 \cdot 6_x^2 \cdot 6_y}{216} = 13,64$$

Изгибающие моменты равны произведению поправочного коэффициента и момента от единичной нагрузки:

$$M_x = k_x \cdot m_x \quad (43)$$

Результаты расчета сводим в таблицу 4.

Таблица 4 – Сводная таблица вычисленных моментов M_x для облегченной плиты перекрытия.

$M_x = k_x \cdot m_x$ Для элементов по оси «3»	M_x	$M_x = k_x \cdot m_x$ Для элементов в середине пролета	M_x
$13,64 \cdot (-5,60)$	-76,384	$13,64 \cdot 1,86$	25,3704
$13,64 \cdot (-3,58)$	-48,8312	$13,64 \cdot 1,73$	23,5972
$13,64 \cdot (-2,24)$	-30,5536	$13,64 \cdot 1,54$	21,0056
$13,64 \cdot (-1,41)$	-19,2324	$13,64 \cdot 1,36$	18,5504
$13,64 \cdot (-0,93)$	-12,6852	$13,64 \cdot 1,22$	16,6408
$13,64 \cdot (-0,7)$	-9,548	$13,64 \cdot 1,14$	15,5496

-5,60					1,86
-3,58					1,73
-2,24					1,54
-1,41					1,36
-0,93					1,22
-0,70					1,14

Зона 1	надколонный участок, в пределах которого действуют максимальные по абсолютной величине отрицательные моменты M_x
Зона 2	межколонный участок, в пределах которого действуют относительно небольшие отрицательные моменты M_x ;
Зона 3	межколонный участок, в пределах которого действуют максимальные по абсолютной величине положительные моменты M_x
Зона 4	пролетный участок, в пределах которого действуют относительно небольшие положительные моменты M_x

Рисунок 21 – Значения изгибающих моментов в направлении оси X
в осях 3-4/Б-В

Затем производилось определение площади и подбор арматуры для каждой из зон (надколонной и межколонной с максимальными моментами, а также с незначительными моментами).

Определяем площадь арматуры, параллельной оси x, для зоны 1 и подбираем арматуру по сортаменту.

В соответствии с полученными результатами среднее значение момента M_{xm} для надколонной зоны 1 равно:

$$M_{xm1} = \gamma_n \cdot \frac{\sum M_{xi1}}{3}. \quad (44)$$

$$M_{xm1} = 1,0 \cdot \frac{76,384 + 48,8312 + 30,5536}{3} = 51,992 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Определяем требуемое количество растянутой арматуры (без учета сжатой арматуры) при $h_{0x}=19,5$ см:

$$a_m = \frac{M_{xm1}}{\gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_{0x}^2} \quad (45)$$

$$a_m = \frac{5199,2}{0,9 \cdot 1,45 \cdot 100 \cdot 19,5^2} = 0,1046$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2a_m} \quad (46)$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 0,1156} = 0,1107$$

$$A_{sx1тр} = \frac{\gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot \xi \cdot h_{0x}^2}{R_s} \quad (47)$$

$$A_{sx1тр} = \frac{0,9 \cdot 1,45 \cdot 100 \cdot 0,1107 \cdot 19,5^2}{43,5} = 6,48 \text{ см}^2/\text{м}$$

Аналогично подбираем арматуру для остальных зон. Результаты сводятся в таблицу 5.

Таблица 5 – Вычисленные моменты M_{xm1} и значения требуемой арматуры.

№ зоны	M_{xm1}	a_m	ξ	$A_{sx1тр}$, см ² /м
Зона 1	-51,9229	0,104636	0,110771	6,480084
Зона 2	-13,8219	0,027854	0,028253	1,652805
Зона 3	23,3244	0,047004	0,048163	2,81756
Зона 4	16,9136	0,034084	0,034686	2,029132

В ходе расчета были определены значения требуемой арматуры. По максимальному значению момента принимаем $\emptyset 10$ А500 с шагом 100 мм. $A_{sx1} = 7,85 \text{ см}^2/\text{м}$.

3.1.2 Расчет прочности плиты перекрытия сплошного сечения толщиной 230 мм

Значения нормативных и расчетных значений нагрузок на перекрытие сведены в таблицу 6:

Таблица 6 – Нормативные и расчётные нагрузки на 1 м²

Вид нагрузки	Нормативное значение, кН/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке, γ_f	Расчетное значение, кН/м ²
1	2	3	4
Постоянные:			
Собственный вес плиты перекрытия $\gamma = 25 \text{ кН/м}^3; \delta = 0,230 \text{ м}$	5,75	1,1	6,325
Нагрузки от веса перегородок:			
Штукатурка $\gamma = 18 \text{ кН/м}^3; \delta = 0,020 \text{ м}$	0,360	1,3	0,468
Кладка из к/б блоков $\gamma = 12 \text{ кН/м}^3; \delta = 0,190 \text{ м}$	2,280	1,3	2,964
Штукатурка $\gamma = 18 \text{ кН/м}^3; \delta = 0,020 \text{ м}$	0,360	1,3	0,468
Конструкция пола:			
Керамическая плитка $\gamma = 18 \text{ кН/м}^3; \delta = 0,008 \text{ м}$	0,144	1,1	0,158
Клей $\gamma = 16 \text{ кН/м}^3; \delta = 0,002 \text{ м}$	0,032	1,3	0,042
Стяжка из цементно-песчаного раствора $\gamma = 18 \text{ кН/м}^3; \delta = 0,050 \text{ м}$	0,900	1,3	1,170
Звукоизоляция $\gamma = 8 \text{ кН/м}^3; \delta = 0,030 \text{ м}$	0,240	1,3	0,312
Затирка $\gamma = 18 \text{ кН/м}^3; \delta = 0,010 \text{ м}$	0,180	1,3	0,234
Итого постоянные:	10,246	–	12,141
Временные:			
Кратковременная: полезная нагрузка на пол коридоров	3,00	1,2	3,60
Итого временные:	3,00	–	3,60
Полная нагрузка $q = g + v$	13,246	–	15,741

Расчетная нагрузка на 1 п. м плиты с учетом коэффициента надежности по ответственности здания $\gamma_n = 1,0$:

$$q = 15,741 \cdot 1 \text{ м} \cdot 1,0 = 15,741 \frac{\text{кН}}{\text{м}}.$$

Изгибающие моменты для конструктивной ячейки в осях рассчитали по приближенным формулам, используя результаты расчета фрагмента (ячейки) перекрытия, приведенные ниже.

Поправочные коэффициенты равны (формула 42):

$$k_x = \frac{15,741 \cdot 6_x^2 \cdot 6_y}{216} = 15,741.$$

Значения вычисленных моментов M_x согласно формуле (43) для сплошной плиты перекрытия толщиной 230 мм сведены в таблицу 7.

Таблица 7 – Значения моментов M_x для сплошной плиты перекрытия толщиной 230 мм.

$M_x = k_x \cdot m_x$ Для элементов по оси «3»		$M_x = k_x \cdot m_x$ Для элементов в середине пролета	
$15,741 \cdot (-5,60)$	-88,1496	$15,741 \cdot 1,86$	29,27826
$15,741 \cdot (-3,58)$	-56,3528	$15,741 \cdot 1,73$	27,23193
$15,741 \cdot (-2,24)$	-35,2598	$15,741 \cdot 1,54$	24,24114
$15,741 \cdot (-1,41)$	-22,1948	$15,741 \cdot 1,36$	21,40776
$15,741 \cdot (-0,93)$	-14,6391	$15,741 \cdot 1,22$	19,20402
$15,741 \cdot (-0,7)$	-11,0187	$15,741 \cdot 1,14$	17,1798

Определим площади арматуры, параллельной оси x, для зоны 1 и подберем арматуру по сортаменту.

В соответствии с полученными результатами среднее значение момента M_{xm} для надколонной зоны 1 равно согласно формуле (44):

$$M_{xm2} = 1,0 \cdot \frac{88,149 + 56,352 + 35,259}{3} = 59,9207 \text{ кН} \cdot \text{м/м}$$

Определяем требуемое количество растянутой арматуры (без учета сжатой арматуры) при $h_{0x}=19,5$ см:

$$a_m = \frac{59,9207 \cdot 10^2}{0,9 \cdot 1,45 \cdot 100 \cdot 19,5^2} = 0,1208,$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 0,1156} = 0,1208,$$

$$A_{sx2тр} = \frac{0,9 \cdot 1,45 \cdot 100 \cdot 0,001208 \cdot 19,5}{43,5} = 7,55 \frac{\text{см}^2}{\text{м}}.$$

Аналогично подбираем арматуру для остальных зон. Результаты сводятся в таблицу 8.

Таблица 8 – Вычисленные моменты M_{xm1} и значения требуемой арматуры.

№ зоны	M_{xm2}	a_m	ξ	$A_{sx2тр}, \text{см}^2/\text{м}$
Зона 1	-59,9207	0,120753	0,129084	7,551428
Зона 2	-15,9509	0,032144	0,032678	1,911681
Зона 3	26,91711	0,054244	0,0558	3,264327
Зона 4	19,51884	0,039335	0,04014	2,3482

Принимаем $\emptyset 10$ А500 с шагом 100 мм. $A_{sx1} = 7,85 \text{ см}^2/\text{м}$.

3.1.3 Расчет прочности плиты перекрытия сплошного сечения толщиной 200 мм

Значения нормативных и расчетных значений нагрузок на перекрытие сведены в таблицу 9:

Таблица 9 – Нормативные и расчётные нагрузки на 1 м²

Вид нагрузки	Нормативное значение, кН/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке, γ_f	Расчетное значение, кН/м ²
1	2	3	4
Постоянные:			
Собственный вес плиты перекрытия $\gamma = 25 \text{ кН/м}^3; \delta = 0,200 \text{ м}$	5,0	1,1	5,5
Нагрузки от веса перегородок:			

Продолжение таблицы 9

Вид нагрузки	Нормативное значение, кН/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке, γ_f	Расчетное значение, кН/м ²
1	2	3	4
Штукатурка $\gamma = 18 \text{ кН/м}^3; \delta = 0,020 \text{ м}$	0,360	1,3	0,468
Кладка из к/б блоков $\gamma = 12 \text{ кН/м}^3; \delta = 0,190 \text{ м}$	2,280	1,3	2,964
Штукатурка $\gamma = 18 \text{ кН/м}^3; \delta = 0,020 \text{ м}$	0,360	1,3	0,468
Конструкция пола:			
Керамическая плитка $\gamma = 18 \text{ кН/м}^3; \delta = 0,008 \text{ м}$	0,144	1,1	0,158
Клей $\gamma = 16 \text{ кН/м}^3; \delta = 0,002 \text{ м}$	0,032	1,3	0,042
Стяжка из цементно-песчаного раствора $\gamma = 18 \text{ кН/м}^3; \delta = 0,050 \text{ м}$	0,900	1,3	1,170
Звукоизоляция $\gamma = 8 \text{ кН/м}^3; \delta = 0,030 \text{ м}$	0,240	1,3	0,312
Затирка $\gamma = 18 \text{ кН/м}^3; \delta = 0,010 \text{ м}$	0,180	1,3	0,234
Итого постоянные:	9,496	–	11,316
Временные:			
Кратковременная: полезная нагрузка на пол коридоров	3,00	1,2	3,60
Итого временные:	3,00	–	3,60
Полная нагрузка $q = g + v$	12,496	–	14,916

Расчетная нагрузка на 1 п. м плиты с учетом коэффициента надежности по ответственности здания $\gamma_n = 1,0$:

$$q = 14,916 \cdot 1 \text{ м} \cdot 1,0 = 14,916 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

Изгибающие моменты для конструктивной ячейки в осях рассчитали по приближенным формулам, используя результаты расчета фрагмента (ячейки) перекрытия, приведенные ниже.

Поправочные коэффициенты равны (формула 42):

$$k_x = \frac{14,916 \cdot 6_x^2 \cdot 6_y}{216} = 14,916.$$

Значения вычисленных моментов M_x по формуле (43) для сплошной плиты перекрытия толщиной 200 мм сведены в таблицу 10.

Таблица 10 – Значения моментов M_x для сплошной плиты перекрытия толщиной 200 мм.

$M_x = k_x \cdot m_x$ Для элементов по оси «3»	M_x	$M_x = k_x \cdot m_x$ Для элементов в середине пролета	M_x
$14,916 \cdot (-5,60)$	-83,5296	$14,916 \cdot 1,86$	27,74376
$14,916 \cdot (-3,58)$	-53,3993	$14,916 \cdot 1,73$	25,80468
$14,916 \cdot (-2,24)$	-33,4118	$14,916 \cdot 1,54$	22,97064
$14,916 \cdot (-1,41)$	-21,0316	$14,916 \cdot 1,36$	20,28576
$14,916 \cdot (-0,93)$	-13,8719	$14,916 \cdot 1,22$	18,19752
$14,916 \cdot (-0,7)$	-10,4412	$14,916 \cdot 1,14$	17,00424

Определим площади арматуры, параллельной оси x , для зоны 1 и подберем арматуру по сортаменту.

В соответствии с полученными результатами среднее значение момента M_{xm} для надколонной зоны 1 равно:

$$M_{xm3} = 1,0 \cdot \frac{83,5296 + 53,3993 + 33,4118}{3} = 56,7802 \text{ кН} \cdot \text{м/м}.$$

Определяем требуемое количество растянутой арматуры (без учета сжатой арматуры) при $h_{0x}=19,5$ см:

$$a_m = \frac{56,7802 \cdot 10^2}{0,9 \cdot 1,45 \cdot 100 \cdot 16,5^2} = 0,1598,$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2a_m} = 1 - \sqrt{1 - 0,1156} = 0,1751,$$

$$A_{sx3тр} = \frac{0,9 \cdot 1,45 \cdot 100 \cdot 0,1751 \cdot 19,5}{43,5} = 10,2466 \frac{\text{см}^2}{\text{м}}.$$

Аналогично подбираем арматуру для остальных зон. Результаты сводятся в таблицу 11.

Таблица 11 – Вычисленные моменты M_{xm1} и значения требуемой арматуры.

№ зоны	M_{xm3}	a_m	ξ	$A_{sx3тр},$ см ² /м
Зона 1	-56,7802	0,159815	0,175155	10,24658
Зона 2	-15,1149	0,042543	0,043488	2,544074
Зона 3	25,50636	0,071791	0,074571	4,362431
Зона 4	18,49584	0,052059	0,05349	3,129138

Принимаем $\emptyset 12$ А500 с шагом 100 мм. $A_{sx1} = 11,31$ см²/м.

Далее проводим сравнительный анализ облегченной монолитной плиты и сплошной плиты высотой сечения 230 мм (таблица 12) и облегченной монолитной плиты и сплошной плиты высотой сечения 200 мм (таблица 13).

Таблица 12 – Сравнительный анализ требуемой арматуры для плит облегченного и сплошного сечения (высотой 230 мм).

№ зоны	M_{xm1}	M_{xm2}	$A_{sx1тр},$ см ² /м	$A_{sx2тр},$ см ² /м	Экономия требуемой арматуры, %
Зона 1	-51,9229	-59,9207	6,480084	7,551428	15,27054
Зона 2	-13,8219	-15,9509	1,652805	1,911681	14,52529
Зона 3	23,3244	26,91711	2,81756	3,264327	14,69172
Зона 4	16,9136	19,51884	2,029132	2,3482	14,5782

Таблица 13 – Сравнительный анализ требуемой арматуры для плит облегченного и сплошного сечения (высотой 200 мм).

№ зоны	M_{xm1}	M_{xm3}	$A_{sx1тр},$ см ² /м	$A_{sx3тр},$ см ² /м	Экономия требуемой арматуры, %
Зона 1	-51,9229	-56,7802	6,480084	10,24658	45,03583
Зона 2	-13,8219	-15,1149	1,652805	2,544074	42,47294
Зона 3	23,3244	25,50636	2,81756	4,362431	43,03267
Зона 4	16,9136	18,49584	2,029132	3,129138	42,65019

Подводя итоги расчета прочности плит перекрытия по методу предельных состояний и основываясь на данных сравнительных таблиц, можно сделать вывод о том, что облегченная плита, эквивалентная по высоте сечения со сплошной плитой (230 мм) снижает материалоемкость арматуры в среднем до 15,27% (таблица 12). Поскольку в практике монолитного строительства редко проектируются плиты перекрытия высотой 230 мм, был также проведен расчет и сравнительный анализ плиты с пустотообразователями и плиты сплошного сечения высотой 200 мм. Сравнительный анализ требуемой арматуры показывает, что экономия при внедрении облегченных монолитных плит, несмотря на увеличение высоты сечения, оставляет до 45,06% с сравнением с повсеместно проектируемыми плитами высотой 200 мм (таблица 13).

3.2 Решение задач расчета с применением деформационной модели

На основе алгоритма, представленного в СП 63.13330.2018 «Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения», производится расчет по прочности нормальных сечений на основе нелинейной деформационной модели. Исходные данные сведены в таблицу 14.

Таблица 14 – Исходные данные для расчета

R_s	E_s	$R_b,$ $H/мм^2$	E_b	$h,$ мм	$A_s,$ мм 1 ряд	$M,$ Н·мм
435	200000	8,5	32500	230	157	51990000

Сечение балки разбивается на 23 одинаковых участка (полосок) высотой 10 мм. Задается система координат, вычисляются координаты центров для каждого бетонного участка (z_i).

Определяется площадь каждого участка бетона нормального сечения по формуле $A_{bi} = b_i \times h_i$ (мм).

Начинается расчет по циклу №1. В первой итерации для всех полосок бетона принимается $\nu_{bi} = 1$, и для арматуры $\nu_{sj} = 1$.

Определяем жесткостные характеристики D_{11} , D_{12} , D_{22} по формулам (14)-(16).

$$D_{11} = 2,04 \cdot 10^{13} \text{ МПа} \cdot \text{м}^4;$$

$$D_{12} = -1,14 \cdot 10^{11} \text{ МПа} \cdot \text{м}^3;$$

$$D_{22} = 993399814 \text{ МПа} \cdot \text{м}^2.$$

Решаем систему уравнений 18-19:

$$23,32 \cdot 10^6 = 2,061 \cdot 10^{13} \frac{1}{r_x} - 1,9197 \cdot 10^{11} \varepsilon_0, \quad \frac{1}{r_x} = 2,862 \cdot 10^{-6},$$

$$0 = -1,197 \cdot 10^{11} \frac{1}{r_x} + 1,15 \cdot 10^9 \varepsilon_0. \quad \varepsilon_0 = 0,0002979.$$

Вычислим значения деформаций по формулам (20)-(21) для каждого элемента и сведем значения в таблицу А.1 и А.2 соответственно для бетона и арматуры.

Для бетона, работающего на сжатие, принимаем отрицательные значения деформаций в системе координат. Положительные значения деформаций (растянутый бетон) исключаются из расчета. График принимает вид:

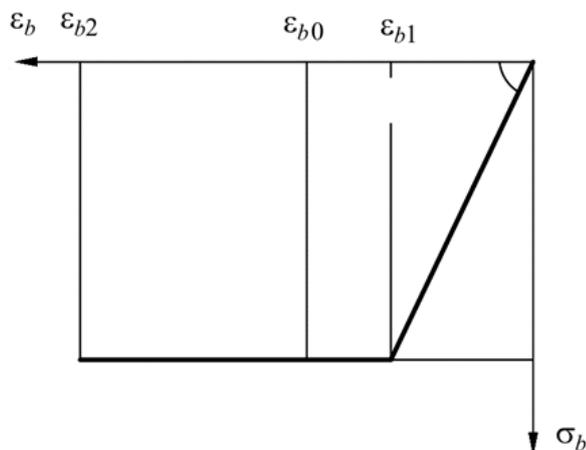


Рисунок 22 – Двухлинейная диаграмма состояния сжатого бетона

$$\text{При } 0 \geq \varepsilon_{bi} \geq \varepsilon_{b1} \quad \sigma_{bi} = E_{b.red} \cdot \varepsilon_{bi};$$

$$\text{При } \varepsilon_{b1} \geq \varepsilon_{bi} \geq \varepsilon_{b2} \quad \sigma_{bi} = R_b,$$

$$\text{где } E_{b.red} = 9666,67,$$

$$\varepsilon_{b1} = -0,0015,$$

$$\varepsilon_{b2} = -0,0035.$$

Для арматуры, работающей на растяжение, принимаем положительные значения деформаций в системе координат. График имеет вид, представленный на рисунке 23:

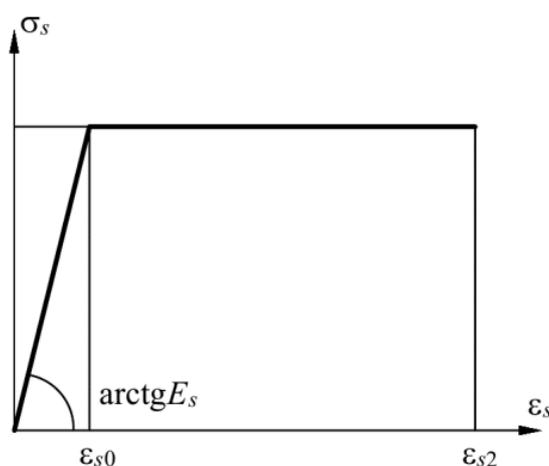


Рисунок 23 – Двухлинейная диаграмма состояния растянутой арматуры

$$\text{При } 0 \leq \varepsilon_{sj} \leq \varepsilon_{s0} \quad \sigma_{sj} = E_s \cdot \varepsilon_{sj};$$

$$\text{При } \varepsilon_{s0} \leq \varepsilon_{sj} \leq \varepsilon_{s2} \quad \sigma_{sj} = R_s.$$

$$\text{где } \varepsilon_{s0} = 0,00175;$$

$$\varepsilon_{s2} = 0,025.$$

Результаты расчета сводим в таблицу А.1 и А.2 для бетона и арматуры соответственно. По вычисленным значениям ε_{bi} , ε_{sj} и σ_{bi} , σ_{sj} определяем коэффициенты упругопластических деформаций i -ого участка бетона (ν_{bi}) и j -ой арматуры (ν_{sj}) по формулам (22) и (23) соответственно.

С уточненными величинами ν_{bi} и ν_{sj} (таблица А.1 и А.2 соответственно) начинается расчет по циклу №2. Расчет сводится в таблицу А.3 и А.4 для бетона и арматуры соответственно.

Стабилизация кривизны достигается на 4-й итерации, последующее выполнение итераций прекращается.

$$D_{11} = 1,848 \cdot 10^{13} \text{ МПа} \cdot \text{м}^4,$$

$$D_{12} = -9,45 \cdot 10^{10} \text{ МПа} \cdot \text{м}^3,$$

$$D_{22} = 593213292 \text{ МПа} \cdot \text{м}^2.$$

Из решения системы уравнений равновесия с учетом уточненных значений жесткостных характеристик D_{ij} получены новые значения кривизны $1/r_x = 6,79032\text{E-}06 \text{ м}^{-1}$ и деформации в точке О: $\varepsilon_0 = 0,001081348$.

Так как

$$|\varepsilon_{b,max}| \leq \varepsilon_{b,ult} = 0,00035,$$

$$|\varepsilon_{s,max}| \leq \varepsilon_{s,ult} = 0,025.$$

прочность сечения обеспечена.

Данные кривизны и деформаций сечения приведены в таблицах 15-17.

Таблица 15 – Результаты расчета для облегченной плиты с пустотообразователями

№ итерации	1	2	3	4
$1/r_x$	2,862E-06	6,662E-06	6,79E-06	6,79032E-06
ε_0	0,0002979	0,0010419	0,0010813	0,001081348

Таблица 16 – Результаты расчета для сплошной плиты $h=230$ мм

№ итерации	1	2	3	4
$1/r_x$	2,511E-06	6,898E-06	7,602E-06	7,61969E-06
ε_0	0,0002755	0,0010617	0,0012455	0,001256243

Таблица 17 – Результаты расчета для сплошной плиты $h=200$ мм

№ итерации	1	2	3	4
$1/r_x$	3,6226E-06	9,873E-06	1,052E-05	1,05372E-05
ε_0	0,00034458	0,0013224	0,0014786	0,001488285

Результаты расчета сведены в таблицы А.1-А.8 в приложении А для облегченной плиты с дискретными пустотообразователями, Б.1-Б.8 в приложении Б для сплошной плиты высотой 230 мм, В.1-В.8 в приложении В для сплошной плиты высотой 200 мм.

3.3 Решение задач расчета по образованию трещин нормальных к продольной оси на основе двухлинейной диаграммы состояния бетона

3.3.1 Облегченная монолитная плита с пустотообразователями

Исходные данные для расчета сведены в таблицу 18.

Таблица 18 – Исходные данные для расчета по образованию трещин.

h, мм	$b_f = b'_f$	d	n	R_{bn} , МПа	$R_{bt,n}$, МПа	a, мм
230	1000	180	5	18	1,55	35

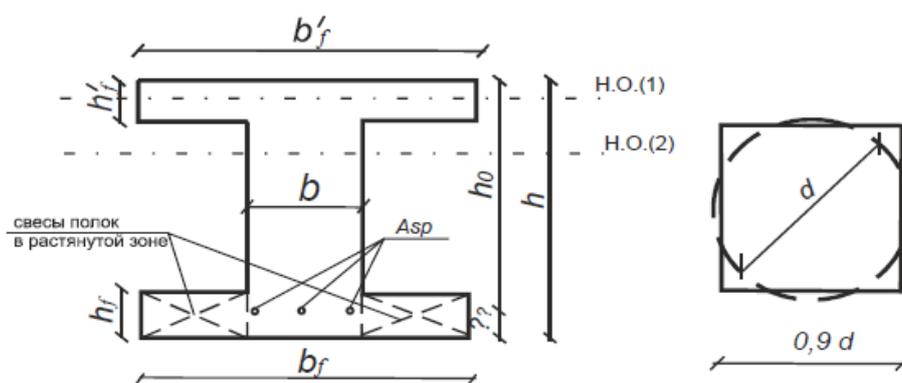


Рисунок 21 – Расчетное поперечное сечение плиты с пустотообразователями для вычисления трещиностойкости

Высота отверстия согласно рисунку 21 равна:

$$h_{отв} = 0,9 \cdot d. \quad (48)$$

$$h_{отв} = 0,9 \cdot 180 = 162 \text{ мм.}$$

Ширина полки равна:

$$b = b'_{\text{отв}} - n \cdot h_{\text{отв}} \quad (49)$$
$$b = 1000 - 5 \cdot 162 = 190 \text{ мм.}$$

Высота полки равна:

$$h'_f = h_f = \frac{h - h_{\text{отв}}}{2} \quad (50)$$
$$h'_f = h_f = \frac{230 - 162}{2} = 33,5.$$

Продольная арматура класса А500 $A_s=785 \text{ см}^2$ (10Ø10).

Относительные характеристики вычисляются по формулам (30)-(32):

$$r = \frac{18,5}{10 \cdot 1,55} = 1,19;$$
$$\delta_s = \frac{35}{230} = 0,152;$$
$$a_s = \frac{30}{1,55} \cdot \frac{785}{190 \cdot 230} = 0,348;$$
$$a_{ov} = a'_{ov} = \frac{1000 - 190}{190 \cdot 230} \cdot 34 = 0,630;$$
$$\delta_f = \frac{34}{2 \cdot 230} = 0,074.$$

Определяем высоту сжатой зоны ξ в зависимости от высоты растянутой полки:

$$Z = \frac{0,733 + \frac{(\alpha_s + r a'_{ov})}{2} + \frac{a_{ov}}{2}}{0,733 - 0,5r} \quad (51)$$
$$Z = \frac{0,733 + \frac{(0,348 + 1,19 \cdot 0,630)}{2} + \frac{0,630}{2}}{0,733 - 0,5 \cdot 1,19} = 11,571.$$

$$\xi = Z - \sqrt{Z^2 - \frac{[0,733 + \alpha_s(1 - \delta_s) + r\delta'_f a'_{ov}] + a_{ov}}{0,733 - 0,5r}}. \quad (52)$$

$$\xi = 11,571 - \sqrt{11,571^2 - \frac{[0,733 + 0,348(1 - 0,152) + 1,19 \cdot 0,074 \cdot 0,630] + 0,630}{0,733 - 0,5 \cdot 1,19}}$$

$$\xi = 0,550.$$

Поскольку

$$\frac{7}{15}(1 - \xi) = \frac{7}{15}(1 - 0,550) = 0,21 > 2\delta_f = 2 \cdot 0,074 = 0,148,$$

относительный момент усилий в растянутых свесах относительно нейтральной оси равен согласно формуле (40):

$$m_{ov} = 0,63(1 - 0,550 - 0,074) = 0,237.$$

Значение M_{crc} определяется по формуле (53):

$$M_{crc} = R_{bt,n} b h^2 \left[0,4526(1 - \xi)^2 + \frac{\frac{r\xi^3}{3} + (\xi - \delta'_f)^2 r a'_{ov} + (1 - \xi - \delta_s)^2 a_s}{(1 - \xi) + m_{ov}} \right]. \quad (53)$$

$$M_{crc} = 1,55 \cdot 190 \cdot 230^2 \times$$

$$\times \left[0,4526(1 - 0,55)^2 + \frac{\frac{1,19 \cdot 0,55^3}{3} + (0,55 - 0,074)^2 1,19 \cdot 0,63 + (1 - 0,55 - 0,152)^2 0,348}{(1 - 0,55) + 0,237} \right] =$$

$$= 7\,477\,214 \text{ кН} \cdot \text{мм} = 7,48 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

3.3.2 Сплошная плита $h=230$ мм

Исходные данные для расчета сведены в таблицу 19.

Таблица 19 – Исходные данные для расчета по образованию трещин.

h, мм	R_{bn} , МПа	$R_{bt,n}$, МПа	a, мм
230	18	1,55	35

Относительные характеристики вычисляются по формулам (30)-(32):

$$a_s = \frac{30}{1,55} \cdot \frac{785}{1000 \cdot 230} = 0,066;$$

$$r = \frac{18,5}{10 \cdot 1,55} = 1,19;$$

$$\delta_s = \frac{35}{230} = 0,152;$$

Определяем высоту сжатой зоны ξ в зависимости от высоты растянутой полки:

$$Z = \frac{0,733 + \alpha_s}{0,733 - 0,5r}. \quad (54)$$

$$Z = \frac{0,733 + 0,066}{0,733 - 0,5 \cdot 1,19} = 5,79.$$

$$\xi = Z - \sqrt{Z^2 - \frac{0,733 + \alpha_s(1 - \delta_s)}{0,733 - 0,5r}}. \quad (55)$$

$$\xi = 5,79 - \sqrt{5,79^2 - \frac{0,733 + 0,066 \cdot (1 - 0,152)}{0,733 - 0,5 \cdot 1,19}} = 0,517.$$

Значение M_{crc} определяется по формуле:

$$M_{crc} = R_{bt,n} b h^2 \left[0,4526(1 - \xi)^2 + \frac{\frac{r\xi^3}{3} + (1 - \xi - \delta_s)^2 a_s}{1 - \xi} \right]. \quad (56)$$

$$M_{crc} = 1,55 \cdot 1000 \cdot 230^2 \left[0,4526(1 - 0,517)^2 + \frac{\frac{1,19 \cdot 0,517^3}{3} + (1 - 0,517 - 0,152)^2 0,066}{1 - 0,517} \right]$$

$$M_{crc} = 19\,190\,580 \text{ кН} \cdot \text{мм} = 19,19 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

3.3.3 Сплошная плита $h=200$ мм

Исходные данные для расчета сведены в таблицу 20.

Таблица 20 – Исходные данные для расчета по образованию трещин.

h, мм	R_{bn} , МПа	$R_{bt,n}$, МПа	a, мм
200	18	1,55	35

Относительные характеристики вычисляются по формулам (30)-(32):

$$a_s = \frac{30}{1,55} \cdot \frac{785}{1000 \cdot 200} = 0,076;$$

$$r = \frac{18,5}{10 \cdot 1,55} = 1,19;$$

$$\delta_s = \frac{35}{200} = 0,175;$$

Определяем высоту сжатой зоны ξ в зависимости от высоты растянутой полки по формулам (54), (55).

$$Z = \frac{0,733 + 0,076}{0,733 - 0,5 \cdot 1,19} = 5,862.$$

$$\xi = 5,862 - \sqrt{5,862^2 - \frac{0,733 + 0,076 \cdot (1 - 0,175)}{0,733 - 0,5 \cdot 1,19}} = 0,514.$$

Значение M_{crc} определяется по формуле (56):

$$M_{crc} = 1,55 \cdot 1000 \cdot 200^2 \left[0,4526(1 - 0,514)^2 + \frac{\frac{1,19 \cdot 0,514^3}{3} + (1 - 0,514 - 0,175)^2 \cdot 0,076}{1 - 0,514} \right].$$

$$M_{crc} = 14\,437\,498 \text{ кН} \cdot \text{мм} = 14,44 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Подводя итоги расчета по трещиностойкости можно сделать вывод, что момент образования трещин снижается в облегченных плитах перекрытия с дискретными пустотообразователями на 87,81% в сравнении со сплошной плитой высотой 230 мм и на 63,75% в сравнении со сплошной плитой высотой 200 мм. Такое значительное снижение момента образования трещин требует дальнейшего расчета жесткостных характеристик плиты, приводимых далее в подразделе 3.4.

3.4 Определение кривизны и расчет прогиба

Прогибы монолитных железобетонных плит определяются по общим правилам строительной механики в зависимости от изгибных, сдвиговых и осевых деформационных характеристик.

Для определения кривизны сечения принимается двухлинейная диаграмма деформирования $\sigma_b - \varepsilon_b$ сжатого и растянутого бетона [12].

Для определения кривизны, разбиваем плиту на участки, в зависимости от требуемой точности (количество участков может быть любым, но не менее 10). Для плиты перекрытия выбираем шаг разбиения кратный 0,5 м (аналогично тому, как мы задавали аналитическую модель плиты в ЛИРА при помощи метода конечных элементов).

Стадия эксплуатации плит перекрытия сопровождается образованием и допустимым раскрытием нормальных трещин, поскольку стадия работы без трещин в растянутой зоне составляет не более 20 % от предельной несущей способности плиты [14].

«Кривизна оси на участках с трещинами в растянутой зоне в общем случае определяется через деформации крайней сжатой грани бетона ε_b и высоту сжатой зоны x из решения уравнений равновесия внешних и внутренних усилий на основе расчетной схемы, когда для сжатого бетона принимается двухлинейная диаграмма $\sigma_b - \varepsilon_b$, а сопротивление растянутого бетона не учитывается» [29].

На основе деформационной модели определяем величины кривизны в разных точках сечения (приложение Г, таблица Г.1, приложение Д, таблица Д.1, приложение Е, таблица Е.1).

График вычисленных значений эпюр кривизны показан на рисунке 25. Рисунки ниже иллюстрируют вычисление полной кривизны по длине плиты.

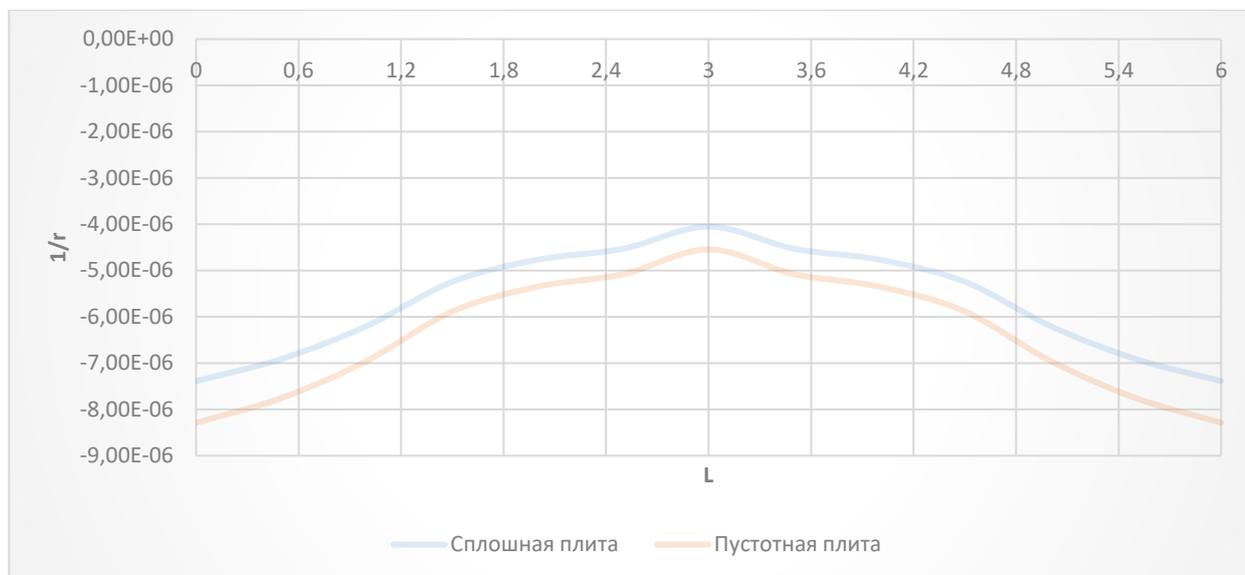


Рисунок 25 – Эпюра кривизны по длине плиты, м^{-1}

«В СП 63.13330 момент образования трещин устанавливается также по методике ядровых моментов, а эпюра напряжений в сечении принимается в соответствии с двухлинейной диаграммой состояния бетона. Отличия также заключаются в использовании иных коэффициентов учета упруго-пластических деформаций бетона растянутой зоны и в определении коэффициентов приведения арматуры и бетона» [28].

Один из множителей в формуле определения прогиба плиты (под интегралом) определен – функция кривизны по длине балки. Второй множитель – это изгибающий момент в сечении x от действия единичной силы, приложенной в сечении, для которого определяют прогиб, в направлении этого прогиба. Так как зачастую (и в частности, в данном примере), наибольший интерес представляет прогиб в середине пролета, то там и назначаем «сечение x ».

Данная эпюра (рисунок 26) строится по результатам вычислений в ЛИРА: на плиту прикладывалась единичная сила, на участке с максимальными значениями полученных моментов [1].

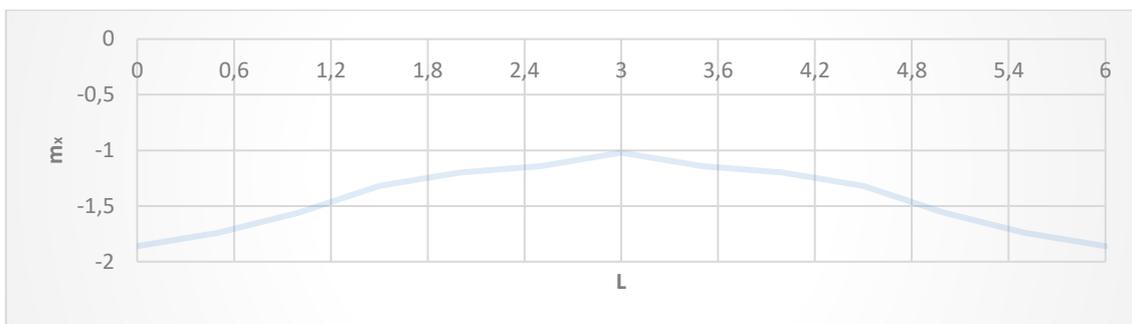


Рисунок 26 – Эпюра изгибающего момента от действия единичной силы в центре плиты, м

Далее вычисляем деформацию прогиба по формуле (14) и перемножаем значения кривизны по длине наиболее нагруженного участка плиты и изгибающего момента от единичной силы, который был вычислен в подразделе 3.1. Полученный результат показан на рисунке 27:

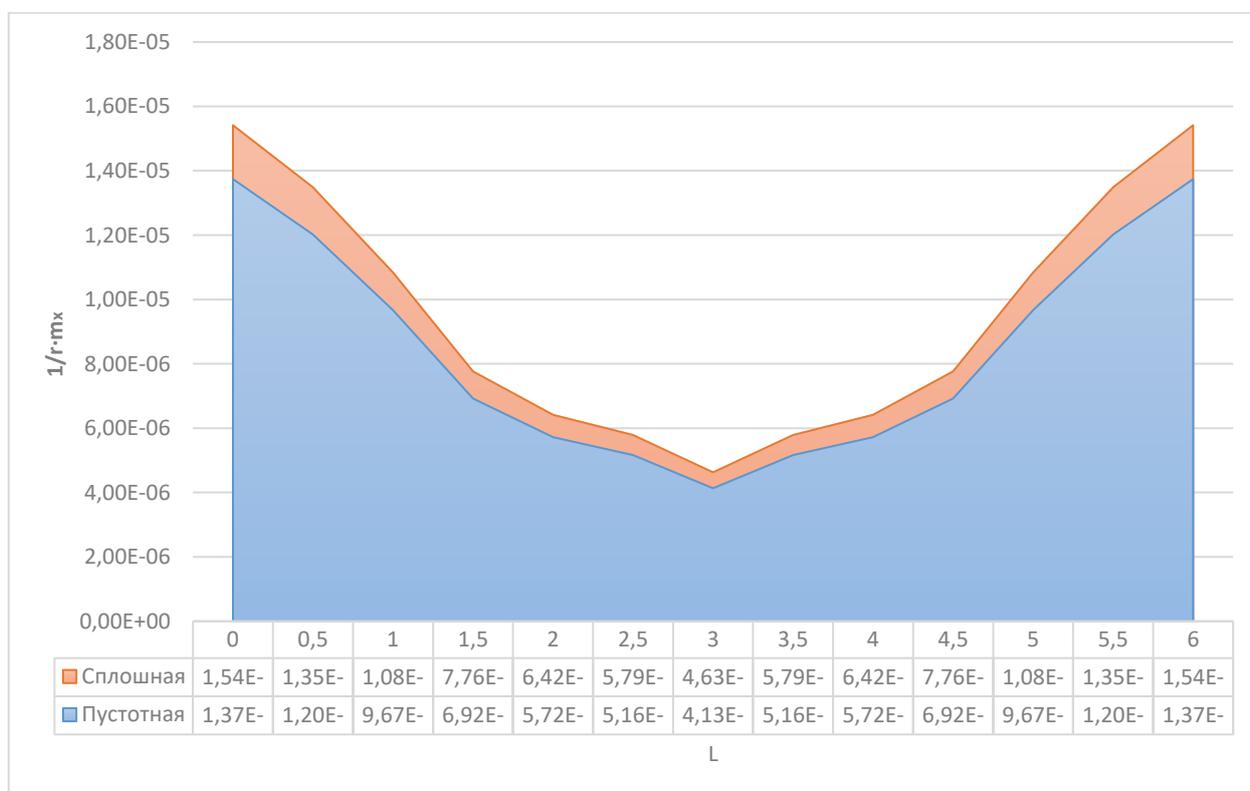


Рисунок 27 – Эпюра $\overline{M}_x \left(\frac{1}{r}\right)_x$ по длине пустотной и сплошной (230 мм) плиты

Для определения величины прогибов вычисляем интеграл от ранее вычисленной функции $\overline{M}_x \left(\frac{1}{r} \right)_x$ методом площадей (таблица Г.2 и Д.2 для облегченных монолитных плит и плит со сплошным сечением соответственно).

Все вычисления производятся в Excel, результаты вычислений и значения прогибов для каждого участка сечения приводятся в приложении Г таблица Г.2, приложении Д таблица Д.2 и приложении Е, таблица Е.2.

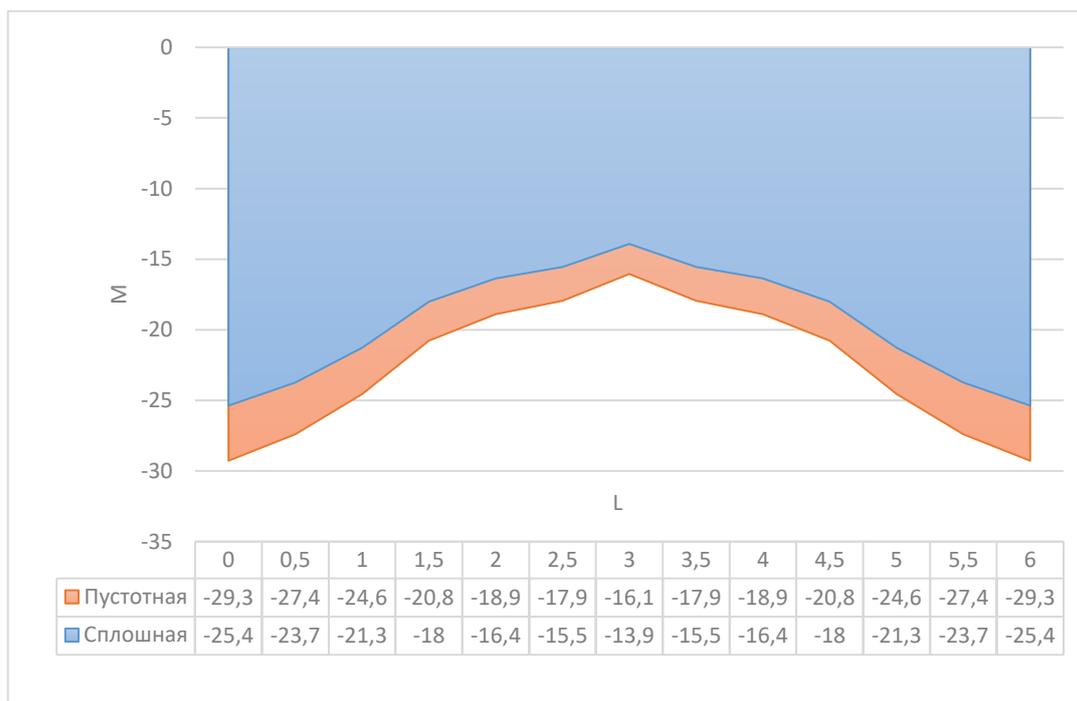


Рисунок 28 – Эпюра моментов по длине пустотной и сплошной (230 мм) плиты, мм

Аналогично рассчитаем прогиб для плиты сплошного сечения высотой $h=200$ мм. Вычисление кривизны на участке плиты при максимальных моментах в середине выбранного участка и интегральный расчет прогибов приведен в приложении Е. Сравнительные графики приведены ниже на рисунках 29-31.

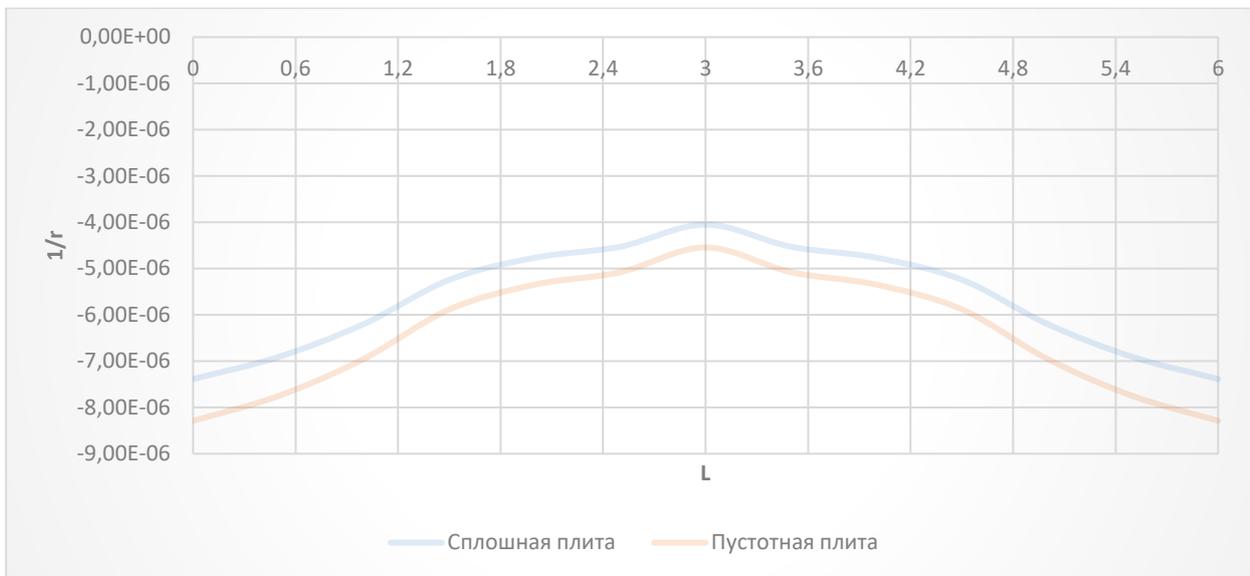


Рисунок 29 – Эпюра кривизны по длине плиты для плиты сплошного сечения ($h=200$ мм) и с пустотообразователями, m^{-1}

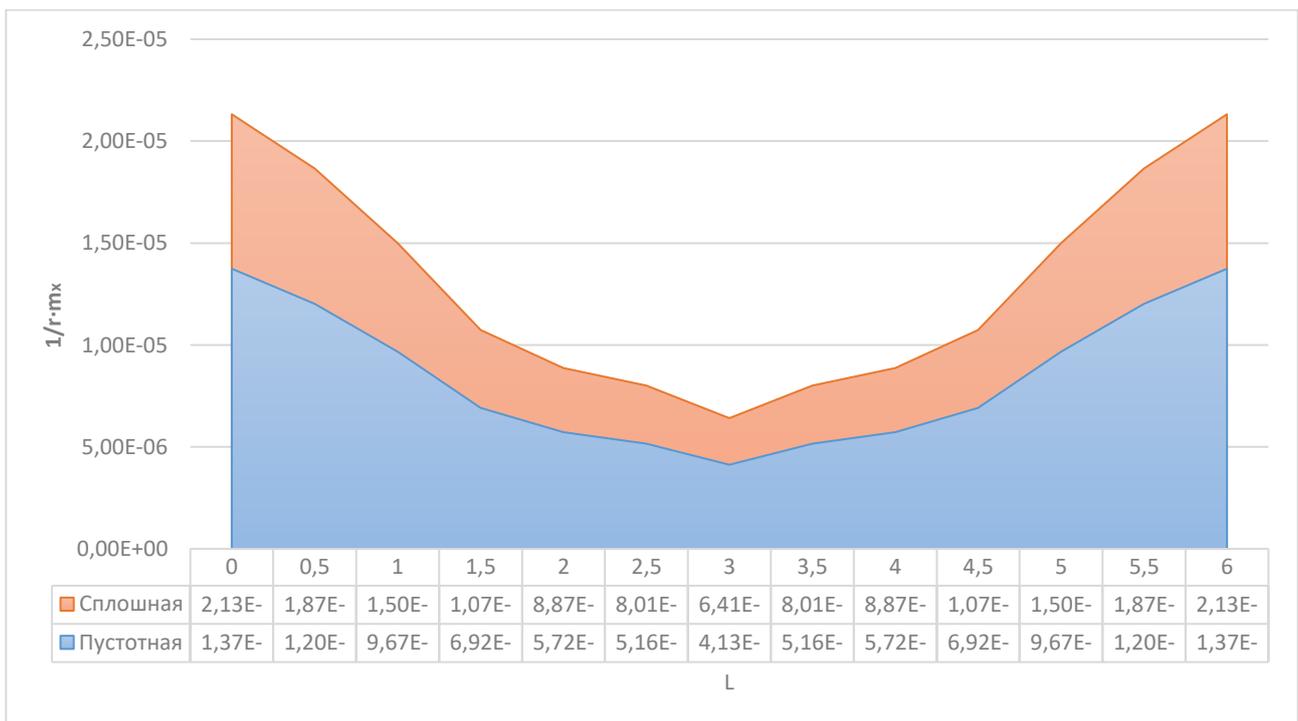


Рисунок 30 – Эпюра $\overline{M_x} \left(\frac{1}{r} \right)_x$ по длине пустотной и сплошной (200 мм) плиты

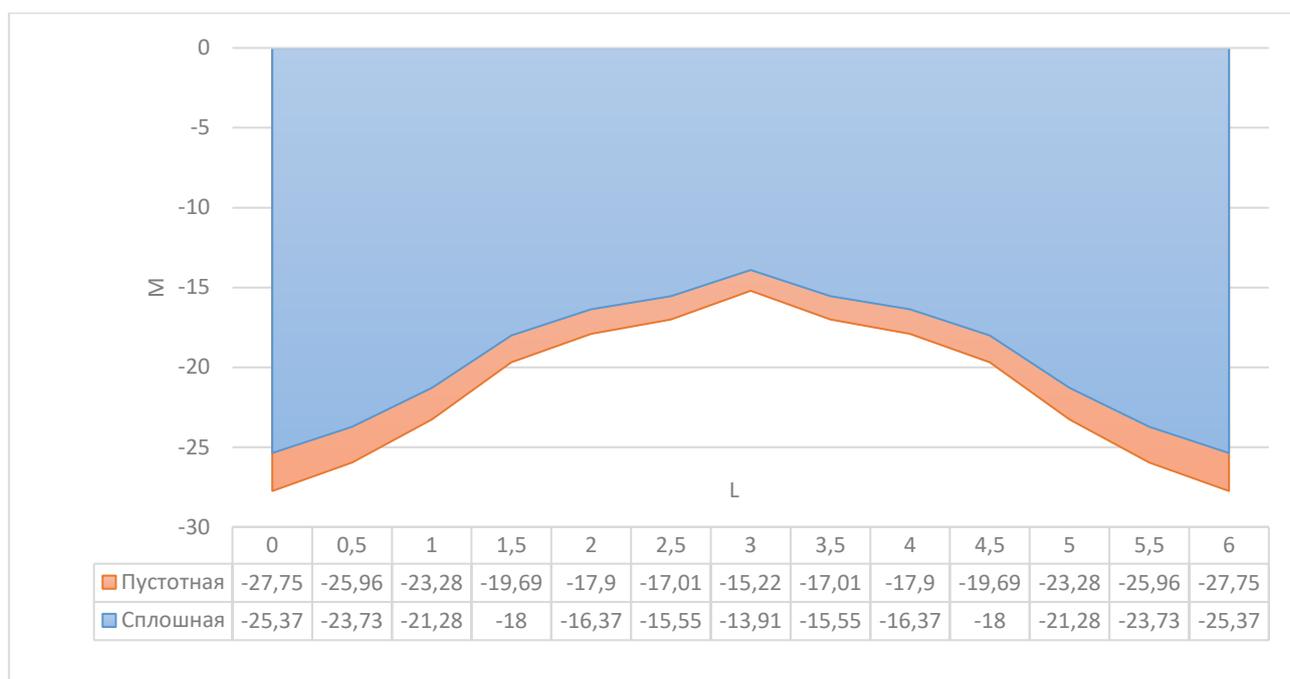


Рисунок 31 – Эпюра моментов по длине пустотной и сплошной (200 мм) плиты,
мм

По результатам проведенного исследования и выполненных расчетов можно сделать следующие выводы к разделу 3:

Деформационная модель обеспечивает единый подход к расчету железобетонных конструкций по первой и второй группам предельных состояний и является достаточно удобным, точным и быстрым способом расчета изгибаемых конструкций, при этом задавать различную форму и геометрические характеристики поперечного сечения и конструктивные мероприятия, меняющие прочностные и деформационные характеристики бетона.

По методике расчета на основе деформационной модели можно определить прогиб в любом сечении плиты с произвольным армированием, и сложным сечением с пустотообразователями. Величины внутренних усилий также могут быть любыми.

Анализ позволяет сделать вывод, что возможно экономить на возведении плиты перекрытия с пустотообразователями до 15% требуемой арматуры с

аналогичной высотой сечения и до 45% по сравнению с традиционно проектируемой сплошной плитой высотой 200 мм.

Использование пустотообразователей снижает собственный вес до 39,83% за счет экономии бетона в плитах с аналогичной высотой сечения 230 мм и до 35,55% по сравнению со сплошной плитой перекрытия высотой 200 мм.

Момент трещинообразования в облегченных плитах перекрытия с пустотообразователями на 87,81% меньше, чем у плиты сплошного сечения высотой 230 мм и на 63,75% меньше, чем у плиты сплошного сечения высотой 200 мм.

Стадия эксплуатации плит перекрытия сопровождается образованием и допустимым раскрытием нормальных трещин, поскольку стадия работы без трещин в растянутой зоне составляет не более 20 % от предельной несущей способности плиты. Снижение собственного веса конструкции, незначительные внешние нагрузки на плиту и уменьшение прогиба плиты с пустотообразователями на 10,53%, и 43,48% по сравнению с плитами сплошного сечения высотой 230 мм и 200 мм соответственно, позволяют сделать вывод о том, что повышенное трещинообразование не сказывается на эксплуатационных свойствах конструкции.

Однако понижение момента образования трещин говорит о том, что необходимо проводить расчет по ширине раскрытия трещин для конструкций, подвергающихся агрессивному воздействию окружающей среды.

Заключение

В настоящей работе рассмотрено применение современных методик оценки прочности и деформативности в изгибаемых плитах с пустотообразователями и сплошного сечения методом расчета на основе деформационной модели, с использованием основ строительной механики, сопротивления материалов, диаграмм деформирования бетона и методик, содержащихся в СП 63.13330.2018.

В ходе выполнения работы была запроектирована облегченная монолитная плита с пустотообразователями на основе методических и технологических рекомендаций.

Полученные аналитические зависимости для оценки прочности, трещиностойкости и деформативности с использованием двухлинейной диаграммы состояния бетона показали улучшение ключевых количественных характеристик прочности и эксплуатационной пригодности с внедрением пустотообразователей по предельным состояниям первой и второй группы.

В результате сравнительного анализа пришли к нижеследующим следующим выводам.

Внедрение дискретных пустотообразователей снижает собственный вес до 39,83% за счет вытеснения и экономии бетона в плитах с аналогичной высотой сечения 230 мм и до 35,55% по сравнению со сплошной плитой перекрытия высотой 200 мм.

Облегченная плита, эквивалентная по высоте сечения со сплошной плитой (высотой 230 мм) снижает материалоемкость арматуры в среднем до 15,27%. По сравнению с традиционно проектируемыми в гражданском строительстве плитами высотой сечения 200 мм экономия требуемой арматуры в облегченных плитах с пустотообразователями составляет до 45,06%.

Момент образования трещин снижается в облегченных плитах перекрытия с дискретными пустотообразователями на 87,81% в сравнении со сплошной плитой высотой 230 мм и на 63,75% в сравнении со сплошной

плитой высотой 200 мм. Однако снижение собственного веса конструкции, незначительные внешние нагрузки на плиту и уменьшение прогиба плиты с пустотообразователями, позволяют сделать вывод о том, что повышенное трещинообразование не сказывается на эксплуатационных свойствах конструкции.

Прогиб облегченной монолитной плиты в середине пролета снижается на 10,53% и 43,48% по сравнению с плитами сплошного сечения высотой 230 мм и 200 мм соответственно.

Применение плит с пустотообразователями в сравнении с плитами сплошного сечения является более эффективной и менее материалоемкой технологией и позволяет сократить время, материальные и природные ресурсы при бетонировании плит перекрытия при сохранении необходимых эксплуатационных свойств.

Вышеперечисленные характеристики облегченных плит с дискретными пустотообразователями потенциально позволяют увеличивать этажность зданий при нагрузках на грунты основания, сопоставимых при использовании плит со сплошным сечением. Также применение технологии дает большую свободу в реализации архитектурных решений за счет возможности увеличения пролетов и шага расположения колонн.

Список используемой литературы и источников

1. Абаев З. К., Базоев А. Р., Есенов З. К. Методика проектирования монолитной многопустотной плиты с использованием ЛИРА-САПР // Современные научно-технические и социально-гуманитарные исследования: актуальные вопросы, достижения и инновации. 2021. С. 10-14.
2. Алмазов В.О. Проектирование железобетонных конструкций по Евронормам. М.: АСВ, 2011. 215 с.
3. Афанасьева Ю. С. Методы определения трещинообразования в изгибаемых железобетонных элементах без предварительного напряжения: маг. дис. 08.04.01. Тольятти, 2016. URL: <http://hdl.handle.net/123456789/1235> (дата обращения: 09.01.2024).
4. Беккиев М. Ю., Маилян Л. Р. Расчет изгибаемых железобетонных элементов различной формы поперечного сечения с учетом нисходящей ветви деформирования (методические разработки): сб. науч. тр. / КБАИ и РИСИ–Нальчик, 1985. 131 с.
5. Биби Э.В. Руководство для проектировщиков к Еврокоду 2: Проектирование железобетонных конструкций. М.: МГСУ, 2013. 292 с.
6. Блещик Н. П., Жуков Д. Д., Лазовский Д. Н., Казачек В. Г., Кондратчик А. А., Пецольт Т. М., Подобед Д. П., Рак Н. А., Тур В. В., Шуберт И. М. Железобетонные конструкции. Основы теории, расчета и конструирования. М.: БГТУ; Брест, 2003. 380 с.
7. ГОСТ 10180-2012. Бетоны. Методы определения прочности по контрольным образцам : межгосударственный стандарт: издание официальное : введен в действие приказом Федерального агентства по техническому регулированию и метрологии от 27 декабря 2012 г. № 2071 : дата введения 2013-07-01. М. : Стандартиформ, 2018. IV, 31 с.
8. ГОСТ Р 54257-2010. Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения и требования [Электронный ресурс]. URL:

<https://files.stroyinf.ru/Data2/1/4293806/4293806775.pdf?ysclid=lxkcqeux5x114782>
88 (дата обращения: 18.03.2024)

9. Гурьянова А. В., Хутова Е. Э. Диаграммный метод расчета на прочность с использованием нормативных характеристик состояния бетона и арматуры // Эксперт: теория и практика журнал, выпуск №6(9); Тольятти: 2020. С. 9–13.

10. Кабанцев О.В., Тамразян А.Г. Учет изменений расчетной схемы при анализе работы конструкции // Инженерно-строительный журнал. 2014. № 5 (49). С. 15-26.

11. Кодыш Э.Н., Трёкин Н.Н. Железобетонные конструкции : в 2-х частях. Ч. 1: Расчет конструкций : учебник. М.: АСВ, 2022. С. 388 с.

12. Кодыш Э.Н., Трёкин Н.Н., Никитин И.К, Соседов К.Е. Практические методы и примеры расчета железобетонных конструкций из тяжелого бетона по СП 63.13330. М.: АСВ, 2017. С. 496.

13. Колмогоров А.Г. Расчет железобетонных конструкций по российским и зарубежным нормам: учебное издание. М.: АВС, 2014. 512 с.

14. Кошелева Л.И., Миусов С.П., Клетенков С.И., Рязанцев Д.Г. О причинах образования трещин в монолитных железобетонных плитах перекрытий // Вестник НИЦ «Строительство». 2020;24(1). С.70-77

15. Ляпина М. А. Особенности проектирования монолитных безбалочных перекрытий. 2022. С. 217-222.

16. Методическое пособие. Расчет железобетонных конструкций без предварительно напряженной арматуры (к СП 63.13330.2012) / НИИСФ РАССН. М.: АО ЦНИИпромзданий, 2015. URL: https://www.faufcc.ru/upload/methodical_materials/mp06.pdf (дата обращения: 21.04.2024).

17. Мирсаяпов И. Т., Гарифуллин Д. Р. Метод расчета железобетонных изгибаемых элементов на выносливость по предельным усилиям // Известия КазГАСУ. 2021. №3 (57). URL: <https://cyberleninka.ru/article/n/metod-rascheta->

zhelezobetonnyh-izgibaemyh-elementov-na-vynoslivost-po-predelnym-usiliyam
(дата обращения: 20.01.2024).

18. Смоляго Г. А., Дрокин С. В., Дронов А. В., Белоусов А. П., Смоляго Е. Г. Конструктивная безопасность монолитных железобетонных перекрытий по несущей способности и деформативности // Строительство и реконструкция. 2019. № 4 (84). С. 83–92.

19. СП 20.13330.2016. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85* (ред. от 28.01.2019). М.: 2016.

20. СП 51.13330.2011. Защита от шума. Актуализированная редакция СНиП 23-03-2003 (с Изменениями N 1, 2, 3). Введ. 2011-05.20. М.: Минстрой России, 2011.

21. СП 63.13330.2018. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Введ. 2019-06-20. М.: Минстрой России, 2018.

22. СП 70.13330.2012. Несущие и ограждающие конструкции. Актуализированная редакция СНиП 3.03.01-87 (с Изменениями N 1, 3). Введ. 2013-07-01. М.: Госстрой, ФАУ «ФЦС», 2013

23. Тамразян А.Г. Бетон и железобетон: проблемы и перспективы // Промышленное и гражданское строительство. 2014. № 7. С.51-54.

24. Тамразян А.Г. К остаточной несущей способности железобетонных балок с трещинами // Жилищное строительство. 2015. № 6. С. 32-34.

25. Тамразян А.Г. О влиянии снижения жесткости железобетонных плит перекрытий на несущую способность при длительном действии нагрузки // Промышленное и гражданское строительство. 2012. № 7. С. 30-32.

26. Тамразян А.Г. Особенности расчета изгибаемых железобетонных элементов прямоугольного сечения согласно ЕС2 // Бетон и железобетон. 2012. № 1. С.19.

27. Тихонов И.Н. Армирование элементов монолитных железобетонных зданий. Пособие по проектированию. М.: ФГУП ЦПП, 2007.

28. Трёкин Д. Н. Расчет нелинейного деформирования и трещиностойкости железобетонных изгибаемых элементов : дис. канд. техн. наук : 05.23.01. Москва, 2020. С. 170.
29. Трёкин Д. Н. Определение прогибов изгибаемых железобетонных элементов без предварительного напряжения на основе деформационной модели // Молодой ученый. № 37 (275). 2019. С. 103-106. URL: <https://moluch.ru/archive/275/62412/> (дата обращения: 11.06.2024).
30. Трекин Н.Н., Алексейцев А.В., Бобров В.В., Домарова Е.В. Расчет железобетонных изгибаемых конструкций на основе нелинейной деформационной модели [Электронный ресурс] : учебно-методическое пособие. URL: <http://lib.mgsu.ru> (дата обращения: 18.05.2024).
31. Ansari Ali & Ahmad Sabih. Improvement of Structural Behaviour of Bubble Slab by Changing Bubble Thickness. International Journal of Recent Technology and Engineering, 2020.
32. BubbleDeck voided Flat Slab Solutions. Technical Manual and Documents, Version: 5, Issue 1, BubbleDeck UK, White Lodge, Wellington Road, St Saviour, JERSEY, C.I., 2008.
33. Bhowmik R., Mukherjee S., Das A. and Banerjee S. Review on Bubble Deck with Spherical Hollow Balls International Journal of Civil Engineering and Technology 8(8), 2017, pp 979–987.
34. Vakil R. R., & Madhuri Nilesh. Comparative Study of Bubble Deck Slab and Solid Deck Slab – A Review. International Journal of Advance Research in Science and Engineering 6(10), 2017, pp 383–392.
35. BubbleDeck Engineering Design & Properties Overview – Technical Manual and Documents, Issue 3, BubbleDeck UK, White Lodge, Wellington Road, St Saviour, JERSEY, C.I., 2007.
36. Ali S. and Kumar M. Analytical Study of Conventional Slab and Bubble Deck Slab Under Various Support and Loading Conditions Using Ansys Workbench 14.0. International Research Journal of Engineering and Technology 4(5), 2017, pp 1467–1472.

Приложение А
Деформационный расчет облегченной монолитной плиты перекрытия

Таблица А.1 – Итерация 1. Данные для диаграммного графика бетона

№ элем i	h_i	z_{bi}	A_{bi}	$E_{b,red}$	ν_{bi}	$A_{bi}z_{bi}^2 E_b \nu_{bi}$	$A_{bi}z_{bi}^3 E_b \nu_{bi}$	$A_{bi} E_b \nu_{bi}$	ε_{bi}	σ_{bi}	ν_{bi}	
1	-10	10	-5	10000	9666,66667	1	2416666667	-483333333,3	96666667	0,000632232	>0,0015	0
2	-20	10	-15	10000	9666,66667	1	2175000000	-1450000000	96666667	0,000568423	>0,0015	0
3	-30	10	-25	9008,375	9666,66667	1	54425598958	-2177023958	87080958	0,000504614	>0,0015	0
4	-40	10	-35	5927,375	9666,66667	1	70189998958	-2005428542	57297958	0,000440805	>0,0015	0
5	-50	10	-45	4361,984	9666,66667	1	85385836800	-1897463040	42165845	0,000376996	>0,0015	0
6	-60	10	-55	3303,023	9666,66667	1	96585897558	-1756107228	31929222	0,000313187	>0,0015	0
7	-70	10	-65	2524,756	9666,66667	1	1,03115E+11	-1586388353	24405975	0,000249378	>0,0015	0
8	-80	10	-75	1944,191	9666,66667	1	1,05715E+11	-1409538475	18793846	0,000185569	>0,0015	0
9	-90	10	-85	1520,248	9666,66667	1	1,06177E+11	-1249137107	14695731	0,000121761	>0,0015	0
10	-100	10	-95	1230,034	9666,66667	1	1,0731E+11	-1129581223	11890329	5,79516E-05	>0,0015	0
11	-110	10	-105	1060,447	9666,66667	1	1,13017E+11	-1076353705	10250988	-5,8573E-06	-0,0566205	1
12	-120	10	-115	1004,632	9666,66667	1	1,28434E+11	-1116815907	9711442,7	-6,9666E-05	-0,6734401	1
13	-130	10	-125	1060,447	9666,66667	1	1,60172E+11	-1281373458	10250988	-0,00013348	-1,2902597	1
14	-140	10	-135	1230,034	9666,66667	1	2,16701E+11	-1605194370	11890329	-0,00019728	-1,9070793	1
15	-150	10	-145	1520,248	9666,66667	1	3,08978E+11	-2130880947	14695731	-0,00026109	-2,5238989	1
16	-160	10	-155	1944,191	9666,66667	1	4,51522E+11	-2913046182	18793846	-0,0003249	-3,1407185	1
17	-170	10	-165	2524,756	9666,66667	1	6,64453E+11	-4026985820	24405975	-0,00038871	-3,7575381	1
18	-180	10	-175	3303,023	9666,66667	1	9,77832E+11	-5587613908	31929222	-0,00045252	-4,3743576	1
19	-190	10	-185	4361,984	9666,66667	1	1,44313E+12	-7800681387	42165845	-0,00051633	-4,9911772	1
20	-200	10	-195	5927,375	9666,66667	1	2,17875E+12	-11173101875	57297958	-0,00058014	-5,6079968	1
21	-210	10	-205	9008,375	9666,66667	1	3,65958E+12	-17851596458	87080958	-0,00064395	-6,2248164	1
22	-220	10	-215	10000	9666,66667	1	4,46842E+12	-20783333333	96666667	-0,00070776	-6,841636	1
23	-230	10	-225	10000	9666,66667	1	4,89375E+12	-21750000000	96666667	-0,00077156	-7,4584556	1
						Σ	2,04178E+13	-1,14241E+11	993399814			

Продолжение Приложения А

Таблица А.2 – Итерация 1. Данные для диаграммного графика арматуры

№ элем j	\emptyset	z_{sj}	A_{sj}	E_s	ν_{sj}	$A_{sj}z_{sj}^2 E_s \nu_{sj}$	$A_{sj}z_{sj}^3 E_s \nu_{sj}$	$A_{sj} E_s \nu_{sj}$	ϵ_{sj}	σ_{sj}	ν_{sj}
1	10	-35	785	200000	1	1,92325E+11	-5495000000	157000000	0,000441	88,16103	1
Σ						1,92325E+11	-5495000000	157000000			

Продолжение Приложения А

Таблица А.3 – Итерация 2. Данные для диаграммного графика бетона

№ элем i	h_i	z_{bi}	A_{bi}	$E_{b,red}$	ν_{bi}	$A_{bi}z_{bi}^2 E_b \nu_{bi}$	$A_{bi}z_{bi}^3 E_b \nu_{bi}$	$A_{bi} E_b \nu_{bi}$	ε_{bi}	σ_{bi}	ν_{bi}	
1	-10	10	-5	10000	9666,66667	0	0	0	0,002249	>0,0015	0	
2	-20	10	-15	10000	9666,66667	0	0	0	0,0021	>0,0015	0	
3	-30	10	-25	9008,375	9666,66667	0	0	0	0,001951	>0,0015	0	
4	-40	10	-35	5927,375	9666,66667	0	0	0	0,001803	>0,0015	0	
5	-50	10	-45	4361,984	9666,66667	0	0	0	0,001654	>0,0015	0	
6	-60	10	-55	3303,023	9666,66667	0	0	0	0,001506	>0,0015	0	
7	-70	10	-65	2524,756	9666,66667	0	0	0	0,001357	>0,0015	0	
8	-80	10	-75	1944,191	9666,66667	0	0	0	0,001209	>0,0015	0	
9	-90	10	-85	1520,248	9666,66667	0	0	0	0,00106	>0,0015	0	
10	-100	10	-95	1230,034	9666,66667	0	0	0	0,000912	>0,0015	0	
11	-110	10	-105	1060,447	9666,66667	1	1,13017E+11	-1076353705	10250988	0,000763	>0,0015	0
12	-120	10	-115	1004,632	9666,66667	1	1,28434E+11	-1116815907	9711442,7	0,000615	>0,0015	0
13	-130	10	-125	1060,447	9666,66667	1	1,60172E+11	-1281373458	10250988	0,000466	>0,0015	0
14	-140	10	-135	1230,034	9666,66667	1	2,16701E+11	-1605194370	11890329	0,000318	>0,0015	0
15	-150	10	-145	1520,248	9666,66667	1	3,08978E+11	-2130880947	14695731	0,000169	>0,0015	0
16	-160	10	-155	1944,191	9666,66667	1	4,51522E+11	-2913046182	18793846	2,06E-05	>0,0015	0
17	-170	10	-165	2524,756	9666,66667	1	6,64453E+11	-4026985820	24405975	-0,00013	-1,23678	1
18	-180	10	-175	3303,023	9666,66667	1	9,77832E+11	-5587613908	31929222	-0,00028	-2,67255	1
19	-190	10	-185	4361,984	9666,66667	1	1,44313E+12	-7800681387	42165845	-0,00042	-4,10833	1
20	-200	10	-195	5927,375	9666,66667	1	2,17875E+12	-11173101875	57297958	-0,00057	-5,5441	1
21	-210	10	-205	9008,375	9666,66667	1	3,65958E+12	-17851596458	87080958	-0,00072	-6,97988	1
22	-220	10	-215	10000	9666,66667	1	4,46842E+12	-20783333333	96666667	-0,00087	-8,41565	1
23	-230	10	-225	10000	9666,66667	1	4,89375E+12	-21750000000	96666667	-0,00102	-9,85143	1
						Σ	1,96647E+13	-99096977350	511806616			

Продолжение Приложения А

Таблица А.4 – Итерация 2. Данные для диаграммного графика арматуры

№ элем j	\emptyset	z_{sj}	A_{sj}	E_s	ν_{sj}	$A_{sj}z_{sj}^2 E_s \nu_{sj}$	$A_{sj}z_{sj}^3 E_s \nu_{sj}$	$A_{sj} E_s \nu_{sj}$	ϵ_{sj}	σ_{sj}	ν_{sj}
1	10	-35	785	200000	1	1,92325E+11	-5,495E+09	1,57E+08	0,001803	360,5854	1
Σ						1,92325E+11	-5,495E+09	1,57E+08			

Продолжение Приложения А

Таблица А.5 – Итерация 3. Данные для диаграммного графика бетона

№ элем i	h_i	z_{bi}	A_{bi}	$E_{b,red}$	ν_{bi}	$A_{bi}z_{bi}^2 E_b \nu_{bi}$	$A_{bi}z_{bi}^3 E_b \nu_{bi}$	$A_{bi} E_b \nu_{bi}$	ε_{bi}	σ_{bi}	ν_{bi}	
1	-10	10	-5	10000	9666,66667	0	0	0	0,002335	>0,0015	0	
2	-20	10	-15	10000	9666,66667	0	0	0	0,002184	>0,0015	0	
3	-30	10	-25	9008,375	9666,66667	0	0	0	0,002032	>0,0015	0	
4	-40	10	-35	5927,375	9666,66667	0	0	0	0,001881	>0,0015	0	
5	-50	10	-45	4361,984	9666,66667	0	0	0	0,00173	>0,0015	0	
6	-60	10	-55	3303,023	9666,66667	0	0	0	0,001578	>0,0015	0	
7	-70	10	-65	2524,756	9666,66667	0	0	0	0,001427	>0,0015	0	
8	-80	10	-75	1944,191	9666,66667	0	0	0	0,001275	>0,0015	0	
9	-90	10	-85	1520,248	9666,66667	0	0	0	0,001124	>0,0015	0	
10	-100	10	-95	1230,034	9666,66667	0	0	0	0,000973	>0,0015	0	
11	-110	10	-105	1060,447	9666,66667	0	0	0	0,000821	>0,0015	0	
12	-120	10	-115	1004,632	9666,66667	0	0	0	0,00067	>0,0015	0	
13	-130	10	-125	1060,447	9666,66667	0	0	0	0,000518	>0,0015	0	
14	-140	10	-135	1230,034	9666,66667	0	0	0	0,000367	>0,0015	0	
15	-150	10	-145	1520,248	9666,66667	0	0	0	0,000216	>0,0015	0	
16	-160	10	-155	1944,191	9666,66667	0	0	0	6,43E-05	>0,0015	0	
17	-170	10	-165	2524,756	9666,66667	1	6,64453E+11	-4026985820	24405975	-8,7E-05	-0,84167	1
18	-180	10	-175	3303,023	9666,66667	1	9,77832E+11	-5587613908	31929222	-0,00024	-2,30505	1
19	-190	10	-185	4361,984	9666,66667	1	1,44313E+12	-7800681387	42165845	-0,00039	-3,76844	1
20	-200	10	-195	5927,375	9666,66667	1	2,17875E+12	-11173101875	57297958	-0,00054	-5,23182	1
21	-210	10	-205	9008,375	9666,66667	1	3,65958E+12	-17851596458	87080958	-0,00069	-6,69521	1
22	-220	10	-215	10000	9666,66667	1	4,46842E+12	-20783333333	96666667	-0,00084	-8,15859	1
23	-230	10	-225	10000	9666,66667	1	4,89375E+12	-21750000000	96666667	-0,001	-9,62197	1
Σ						1,82859E+13	-88973312782	436213292				

Продолжение Приложения А

Таблица А.6 – Итерация 3. Данные для диаграммного графика арматуры

№ элем j	\emptyset	z_{sj}	A_{sj}	E_s	ν_{sj}	$A_{sj}z_{sj}^2 E_s \nu_{sj}$	$A_{sj}z_{sj}^3 E_s \nu_{sj}$	$A_{sj} E_s \nu_{sj}$	ϵ_{sj}	σ_{sj}	ν_{sj}
1	10	-35	785	200000	1	1,92E+11	-5,5E+09	1,57E+08	0,001881	376,186	1
Σ						1,92E+11	-5,5E+09	1,57E+08			

Продолжение Приложения А

Таблица А.7 – Итерация 4. Данные для диаграммного графика бетона

№ элем i	h_i	z_{bi}	A_{bi}	$E_{b,red}$	ν_{bi}	$A_{bi}z_{bi}^2 E_b \nu_{bi}$	$A_{bi}z_{bi}^3 E_b \nu_{bi}$	$A_{bi} E_b \nu_{bi}$	ε_{bi}	σ_{bi}	ν_{bi}	
1	-10	10	-5	10000	9666,66667	0	0	0	0,002335	>0,0015	0	
2	-20	10	-15	10000	9666,66667	0	0	0	0,002184	>0,0015	0	
3	-30	10	-25	9008,375	9666,66667	0	0	0	0,002032	>0,0015	0	
4	-40	10	-35	5927,375	9666,66667	0	0	0	0,001881	>0,0015	0	
5	-50	10	-45	4361,984	9666,66667	0	0	0	0,00173	>0,0015	0	
6	-60	10	-55	3303,023	9666,66667	0	0	0	0,001578	>0,0015	0	
7	-70	10	-65	2524,756	9666,66667	0	0	0	0,001427	>0,0015	0	
8	-80	10	-75	1944,191	9666,66667	0	0	0	0,001275	>0,0015	0	
9	-90	10	-85	1520,248	9666,66667	0	0	0	0,001124	>0,0015	0	
10	-100	10	-95	1230,034	9666,66667	0	0	0	0,000973	>0,0015	0	
11	-110	10	-105	1060,447	9666,66667	0	0	0	0,000821	>0,0015	0	
12	-120	10	-115	1004,632	9666,66667	0	0	0	0,00067	>0,0015	0	
13	-130	10	-125	1060,447	9666,66667	0	0	0	0,000518	>0,0015	0	
14	-140	10	-135	1230,034	9666,66667	0	0	0	0,000367	>0,0015	0	
15	-150	10	-145	1520,248	9666,66667	0	0	0	0,000216	>0,0015	0	
16	-160	10	-155	1944,191	9666,66667	0	0	0	6,43E-05	>0,0015	0	
17	-170	10	-165	2524,756	9666,66667	1	6,64453E+11	-4026985820	24405975	-8,7E-05	-0,84167	1
18	-180	10	-175	3303,023	9666,66667	1	9,77832E+11	-5587613908	31929222	-0,00024	-2,30505	1
19	-190	10	-185	4361,984	9666,66667	1	1,44313E+12	-7800681387	42165845	-0,00039	-3,76844	1
20	-200	10	-195	5927,375	9666,66667	1	2,17875E+12	-11173101875	57297958	-0,00054	-5,23182	1
21	-210	10	-205	9008,375	9666,66667	1	3,65958E+12	-17851596458	87080958	-0,00069	-6,69521	1
22	-220	10	-215	10000	9666,66667	1	4,46842E+12	-20783333333	96666667	-0,00084	-8,15859	1
23	-230	10	-225	10000	9666,66667	1	4,89375E+12	-21750000000	96666667	-0,001	-9,62197	1
Σ						1,82859E+13	-88973312782	436213292,3				

Продолжение Приложения А

Таблица А.8 – Итерация 4. Данные для диаграммного графика арматуры

№ элем j	\emptyset	z_{sj}	A_{sj}	E_s	ν_{sj}	$A_{sj}z_{sj}^2 E_s \nu_{sj}$	$A_{sj}z_{sj}^3 E_s \nu_{sj}$	$A_{sj} E_s \nu_{sj}$	ϵ_{sj}	σ_{sj}	ν_{sj}
1	10	-35	785	200000	1	1,92E+11	-5,5E+09	1,57E+08	0,001881	376,186	1
Σ						1,92E+11	-5,5E+09	1,57E+08			

Приложение Б

Деформационный расчет монолитной плиты перекрытия сплошного сечения $h=230$ мм

Таблица Б.1 – Итерация 1. Данные для диаграммного графика бетона

№ элем i	h_i	z_{bi}	A_{bi}	$E_{b,red}$	ν_{bi}	$A_{bi}z_{bi}^2 E_b \nu_{bi}$	$A_{bi}z_{bi}^3 E_b \nu_{bi}$	$A_{bi} E_b \nu_{bi}$	ϵ_{bi}	σ_{bi}	ν_{bi}	
1	-10	10	-5	10000	9666,6666	1	2416666667	-483333333,3	96666667	0,00026295	>0,0015	0
2	-20	10	-15	10000	9666,6666	1	2175000000	-1450000000	96666667	0,00023784	>0,0015	0
3	-30	10	-25	10000	9666,6666	1	6041666666	-2416666667	96666667	0,00021273	>0,0015	0
4	-40	10	-35	10000	9666,6666	1	1,18417E+11	-3383333333	96666667	0,00018762	>0,0015	0
5	-50	10	-45	10000	9666,6666	1	1,9575E+11	-4350000000	96666667	0,00016251	>0,0015	0
6	-60	10	-55	10000	9666,6666	1	2,92417E+11	-5316666667	96666667	0,00013740	>0,0015	0
7	-70	10	-65	10000	9666,6666	1	4,08417E+11	-6283333333	96666667	0,00011229	>0,0015	0
8	-80	10	-75	10000	9666,6666	1	5,4375E+11	-7250000000	96666667	8,71876E-05	>0,0015	0
9	-90	10	-85	10000	9666,6666	1	6,98417E+11	-8216666667	96666667	6,20784E-05	>0,0015	0
10	-100	10	-95	10000	9666,6666	1	8,72417E+11	-9183333333	96666667	3,69693E-05	>0,0015	0
11	-110	10	-105	10000	9666,6666	1	1,06575E+12	-10150000000	96666667	1,18601E-05	>0,0015	0
12	-120	10	-115	10000	9666,6666	1	1,27842E+12	-11116666667	96666667	-1,3249E-05	-0,1280739	1
13	-130	10	-125	10000	9666,6666	1	1,51042E+12	-12083333333	96666667	-3,8358E-05	-0,3707956	1
14	-140	10	-135	10000	9666,6666	1	1,76175E+12	-13050000000	96666667	-6,3467E-05	-0,6135174	1
15	-150	10	-145	10000	9666,6666	1	2,03242E+12	-14016666667	96666667	-8,8576E-05	-0,8562391	1
16	-160	10	-155	10000	9666,6666	1	2,32242E+12	-14983333333	96666667	-0,00011369	-1,0989609	1
17	-170	10	-165	10000	9666,6666	1	2,63175E+12	-15950000000	96666667	-0,00013879	-1,3416826	1
18	-180	10	-175	10000	9666,6666	1	2,96042E+12	-16916666667	96666667	-0,0001639	-1,5844044	1
19	-190	10	-185	10000	9666,6666	1	3,30842E+12	-17883333333	96666667	-0,00018901	-1,8271261	1
20	-200	10	-195	10000	9666,6666	1	3,67575E+12	-18850000000	96666667	-0,00021412	-2,0698478	1
21	-210	10	-205	10000	9666,6666	1	4,06242E+12	-19816666667	96666667	-0,00023923	-2,3125696	1
22	-220	10	-215	10000	9666,6666	1	4,46842E+12	-20783333333	96666667	-0,00026434	-2,5552913	1
23	-230	10	-225	10000	9666,6666	1	4,89375E+12	-21750000000	96666667	-0,00028945	-2,7980131	1
						Σ	3,91863E+13	-2,55683E+11	2,223E+09			

Продолжение Приложения Б

Таблица Б.2 – Итерация 1. Данные для диаграммного графика арматуры

№ элем j	\emptyset	z_{sj}	A_{sj}	E_s	ν_{sj}	$A_{sj}z_{sj}^2 E_s \nu_{sj}$	$A_{sj}z_{sj}^3 E_s \nu_{sj}$	$A_{sj} E_s \nu_{sj}$	ϵ_{sj}	σ_{sj}	ν_{sj}
1	10	-35	785	200000	1	1,92325E+11	-5495000000	157000000	0,000188	37,52483	1
Σ						1,92325E+11	-5495000000	157000000			

Продолжение Приложения Б

Таблица Б.3 – Итерация 2. Данные для диаграммного графика бетона

№ элем i	h_i	z_{bi}	A_{bi}	$E_{b,red}$	ν_{bi}	$A_{bi}z_{bi}^2 E_b \nu_{bi}$	$A_{bi}z_{bi}^3 E_b \nu_{bi}$	$A_{bi} E_b \nu_{bi}$	ε_{bi}	σ_{bi}	ν_{bi}	
1	-10	10	-5	10000	9666,66667	0	0	0	0,001027	>0,0015	0	
2	-20	10	-15	10000	9666,66667	0	0	0	0,000958	>0,0015	0	
3	-30	10	-25	10000	9666,66667	0	0	0	0,000889	>0,0015	0	
4	-40	10	-35	10000	9666,66667	0	0	0	0,00082	>0,0015	0	
5	-50	10	-45	10000	9666,66667	0	0	0	0,000751	>0,0015	0	
6	-60	10	-55	10000	9666,66667	0	0	0	0,000682	>0,0015	0	
7	-70	10	-65	10000	9666,66667	0	0	0	0,000613	>0,0015	0	
8	-80	10	-75	10000	9666,66667	0	0	0	0,000544	>0,0015	0	
9	-90	10	-85	10000	9666,66667	0	0	0	0,000475	>0,0015	0	
10	-100	10	-95	10000	9666,66667	0	0	0	0,000406	>0,0015	0	
11	-110	10	-105	10000	9666,66667	0	0	0	0,000337	>0,0015	0	
12	-120	10	-115	10000	9666,66667	1	1,27842E+12	-11116666667	96666667	0,000268	>0,0015	0
13	-130	10	-125	10000	9666,66667	1	1,51042E+12	-12083333333	96666667	0,000199	>0,0015	0
14	-140	10	-135	10000	9666,66667	1	1,76175E+12	-13050000000	96666667	0,00013	>0,0015	0
15	-150	10	-145	10000	9666,66667	1	2,03242E+12	-14016666667	96666667	6,14E-05	>0,0015	0
16	-160	10	-155	10000	9666,66667	1	2,32242E+12	-14983333333	96666667	-7,5E-06	-0,07291	1
17	-170	10	-165	10000	9666,66667	1	2,63175E+12	-15950000000	96666667	-7,7E-05	-0,73972	1
18	-180	10	-175	10000	9666,66667	1	2,96042E+12	-16916666667	96666667	-0,00015	-1,40653	1
19	-190	10	-185	10000	9666,66667	1	3,30842E+12	-17883333333	96666667	-0,00021	-2,07334	1
20	-200	10	-195	10000	9666,66667	1	3,67575E+12	-18850000000	96666667	-0,00028	-2,74015	1
21	-210	10	-205	10000	9666,66667	1	4,06242E+12	-19816666667	96666667	-0,00035	-3,40696	1
22	-220	10	-215	10000	9666,66667	1	4,46842E+12	-20783333333	96666667	-0,00042	-4,07377	1
23	-230	10	-225	10000	9666,66667	1	4,89375E+12	-21750000000	96666667	-0,00049	-4,74058	1
Σ						3,49063E+13	-1,972E+11	1,16E+09				

Продолжение Приложения Б

Таблица Б.4 – Итерация 2. Данные для диаграммного графика арматуры

№ элем j	\emptyset	z_{sj}	A_{sj}	E_s	ν_{sj}	$A_{sj}z_{sj}^2 E_s \nu_{sj}$	$A_{sj}z_{sj}^3 E_s \nu_{sj}$	$A_{sj} E_s \nu_{sj}$	ε_{sj}	σ_{sj}	ν_{sj}
1	10	-35	785	200000	1	1,92325E+11	-5,495E+09	1,57E+08	0,00082	164,0445	1
					Σ	1,92325E+11	-5,495E+09	1,57E+08			

Продолжение Приложения Б

Таблица Б.5 – Итерация 3. Данные для диаграммного графика бетона

№ элем i	h_i	z_{bi}	A_{bi}	$E_{b,red}$	ν_{bi}	$A_{bi}z_{bi}^2 E_b \nu_{bi}$	$A_{bi}z_{bi}^3 E_b \nu_{bi}$	$A_{bi} E_b \nu_{bi}$	ε_{bi}	σ_{bi}	ν_{bi}	
1	-10	10	-5	10000	9666,66667	0	0	0	0,001207	>0,0015	0	
2	-20	10	-15	10000	9666,66667	0	0	0	0,001131	>0,0015	0	
3	-30	10	-25	10000	9666,66667	0	0	0	0,001055	>0,0015	0	
4	-40	10	-35	10000	9666,66667	0	0	0	0,000979	>0,0015	0	
5	-50	10	-45	10000	9666,66667	0	0	0	0,000903	>0,0015	0	
6	-60	10	-55	10000	9666,66667	0	0	0	0,000827	>0,0015	0	
7	-70	10	-65	10000	9666,66667	0	0	0	0,000751	>0,0015	0	
8	-80	10	-75	10000	9666,66667	0	0	0	0,000675	>0,0015	0	
9	-90	10	-85	10000	9666,66667	0	0	0	0,000599	>0,0015	0	
10	-100	10	-95	10000	9666,66667	0	0	0	0,000523	>0,0015	0	
11	-110	10	-105	10000	9666,66667	0	0	0	0,000447	>0,0015	0	
12	-120	10	-115	10000	9666,66667	0	0	0	0,000371	>0,0015	0	
13	-130	10	-125	10000	9666,66667	0	0	0	0,000295	>0,0015	0	
14	-140	10	-135	10000	9666,66667	0	0	0	0,000219	>0,0015	0	
15	-150	10	-145	10000	9666,66667	0	0	0	0,000143	>0,0015	0	
16	-160	10	-155	10000	9666,66667	1	2,32242E+12	-14983333333	96666667	6,72E-05	>0,0015	0
17	-170	10	-165	10000	9666,66667	1	2,63175E+12	-15950000000	96666667	-8,8E-06	-0,08504	1
18	-180	10	-175	10000	9666,66667	1	2,96042E+12	-16916666667	96666667	-8,5E-05	-0,81986	1
19	-190	10	-185	10000	9666,66667	1	3,30842E+12	-17883333333	96666667	-0,00016	-1,55467	1
20	-200	10	-195	10000	9666,66667	1	3,67575E+12	-18850000000	96666667	-0,00024	-2,28949	1
21	-210	10	-205	10000	9666,66667	1	4,06242E+12	-19816666667	96666667	-0,00031	-3,0243	1
22	-220	10	-215	10000	9666,66667	1	4,46842E+12	-20783333333	96666667	-0,00039	-3,75912	1
23	-230	10	-225	10000	9666,66667	1	4,89375E+12	-21750000000	96666667	-0,00046	-4,49393	1
Σ						1,82859E+13	-88973312782	436213292				

Продолжение Приложения Б

Таблица Б.6 – Итерация 3. Данные для диаграммного графика арматуры

№ элем j	\emptyset	z_{sj}	A_{sj}	E_s	ν_{sj}	$A_{sj}z_{sj}^2 E_s \nu_{sj}$	$A_{sj}z_{sj}^3 E_s \nu_{sj}$	$A_{sj} E_s \nu_{sj}$	ε_{sj}	σ_{sj}	ν_{sj}
1	10	-35	785	200000	1	1,92E+11	-5,5E+09	1,57E+08	0,000979	195,8806	1
					Σ	1,92E+11	-5,5E+09	1,57E+08			

Продолжение Приложения Б

Таблица Б.7 – Итерация 4. Данные для диаграммного графика бетона

№ элем i	h_i	z_{bi}	A_{bi}	$E_{b,red}$	ν_{bi}	$A_{bi}z_{bi}^2 E_b \nu_{bi}$	$A_{bi}z_{bi}^3 E_b \nu_{bi}$	$A_{bi} E_b \nu_{bi}$	ε_{bi}	σ_{bi}	ν_{bi}	
1	-10	10	-5	10000	9666,66667	0	0	0	0,001218	>0,0015	0	
2	-20	10	-15	10000	9666,66667	0	0	0	0,001142	>0,0015	0	
3	-30	10	-25	10000	9666,66667	0	0	0	0,001066	>0,0015	0	
4	-40	10	-35	10000	9666,66667	0	0	0	0,00099	>0,0015	0	
5	-50	10	-45	10000	9666,66667	0	0	0	0,000913	>0,0015	0	
6	-60	10	-55	10000	9666,66667	0	0	0	0,000837	>0,0015	0	
7	-70	10	-65	10000	9666,66667	0	0	0	0,000761	>0,0015	0	
8	-80	10	-75	10000	9666,66667	0	0	0	0,000685	>0,0015	0	
9	-90	10	-85	10000	9666,66667	0	0	0	0,000609	>0,0015	0	
10	-100	10	-95	10000	9666,66667	0	0	0	0,000532	>0,0015	0	
11	-110	10	-105	10000	9666,66667	0	0	0	0,000456	>0,0015	0	
12	-120	10	-115	10000	9666,66667	0	0	0	0,00038	>0,0015	0	
13	-130	10	-125	10000	9666,66667	0	0	0	0,000304	>0,0015	0	
14	-140	10	-135	10000	9666,66667	0	0	0	0,000228	>0,0015	0	
15	-150	10	-145	10000	9666,66667	0	0	0	0,000151	>0,0015	0	
16	-160	10	-155	10000	9666,66667	0	0	0	7,52E-05	>0,0015	0	
17	-170	10	-165	10000	9666,66667	1	2,63175E+12	-1595000000	96666666,67	-1E-06	-0,00972	1
18	-180	10	-175	10000	9666,66667	1	2,96042E+12	-16916666667	96666666,67	-7,7E-05	-0,74629	1
19	-190	10	-185	10000	9666,66667	1	3,30842E+12	-17883333333	96666666,67	-0,00015	-1,48286	1
20	-200	10	-195	10000	9666,66667	1	3,67575E+12	-1885000000	96666666,67	-0,00023	-2,21943	1
21	-210	10	-205	10000	9666,66667	1	4,06242E+12	-19816666667	96666666,67	-0,00031	-2,956	1
22	-220	10	-215	10000	9666,66667	1	4,46842E+12	-20783333333	96666666,67	-0,00038	-3,69257	1
23	-230	10	-225	10000	9666,66667	1	4,89375E+12	-2175000000	96666666,67	-0,00046	-4,42914	1
Σ						1,82859E+13	-88973312782	436213292,3				

Продолжение Приложения Б

Таблица Б.8 – Итерация 4. Данные для диаграммного графика арматуры

№ элем j	\emptyset	z_{sj}	A_{sj}	E_s	ν_{sj}	$A_{sj}z_{sj}^2 E_s \nu_{sj}$	$A_{sj}z_{sj}^3 E_s \nu_{sj}$	$A_{sj} E_s \nu_{sj}$	ε_{sj}	σ_{sj}	ν_{sj}
1	10	-35	785	200000	1	1,92E+11	-5,5E+09	1,57E+08	0,00099	197,9109	1
					Σ	1,92E+11	-5,5E+09	1,57E+08			

Приложение В

Деформационный расчет монолитной плиты перекрытия сплошного сечения h=200 мм

Таблица В.1 – Итерация 1. Данные для диаграммного графика бетона

№ элем i	h _i	z _{bi}	A _{bi}	E _{b,red}	v _{bi}	$A_{bi}z_{bi}^2E_bv_{bi}$	$A_{bi}z_{bi}^3E_bv_{bi}$	$A_{bi}E_bv_{bi}$	ε _{bi}	σ _{bi}	v _{bi}	
1	-10	10	-5	10000	9666,66667	1	2416666667	-483333333,3	96666666,7	0,000326465	>0,0015	0
2	-20	10	-15	10000	9666,66667	1	21750000000	-1450000000	96666666,7	0,000290238	>0,0015	0
3	-30	10	-25	10000	9666,66667	1	60416666667	-2416666667	96666666,7	0,000254012	>0,0015	0
4	-40	10	-35	10000	9666,66667	1	1,18417E+11	-33833333333	96666666,7	0,000217786	>0,0015	0
5	-50	10	-45	10000	9666,66667	1	1,9575E+11	-4350000000	96666666,7	0,000181559	>0,0015	0
6	-60	10	-55	10000	9666,66667	1	2,92417E+11	-5316666667	96666666,7	0,000145333	>0,0015	0
7	-70	10	-65	10000	9666,66667	1	4,08417E+11	-62833333333	96666666,7	0,000109107	>0,0015	0
8	-80	10	-75	10000	9666,66667	1	5,4375E+11	-7250000000	96666666,7	7,28802E-05	>0,0015	0
9	-90	10	-85	10000	9666,66667	1	6,98417E+11	-8216666667	96666666,7	3,66538E-05	>0,0015	0
10	-100	10	-95	10000	9666,66667	1	8,72417E+11	-91833333333	96666666,7	4,27484E-07	>0,0015	0
11	-110	10	-105	10000	9666,66667	1	1,06575E+12	-10150000000	96666666,7	-3,5799E-05	-0,3460556	1
12	-120	10	-115	10000	9666,66667	1	1,27842E+12	-11116666667	96666666,7	-7,2025E-05	-0,6962436	1
13	-130	10	-125	10000	9666,66667	1	1,51042E+12	-120833333333	96666666,7	-0,00010825	-1,0464315	1
14	-140	10	-135	10000	9666,66667	1	1,76175E+12	-13050000000	96666666,7	-0,00014448	-1,3966195	1
15	-150	10	-145	10000	9666,66667	1	2,03242E+12	-14016666667	96666666,7	-0,0001807	-1,7468074	1
16	-160	10	-155	10000	9666,66667	1	2,32242E+12	-149833333333	96666666,7	-0,00021693	-2,0969954	1
17	-170	10	-165	10000	9666,66667	1	2,63175E+12	-15950000000	96666666,7	-0,00025316	-2,4471833	1
18	-180	10	-175	10000	9666,66667	1	2,96042E+12	-16916666667	96666666,7	-0,00028938	-2,7973713	1
19	-190	10	-185	10000	9666,66667	1	3,30842E+12	-178833333333	96666666,7	-0,00032561	-3,1475592	1
20	-200	10	-195	10000	9666,66667	1	3,67575E+12	-18850000000	96666666,7	-0,00036184	-3,4977472	1
						Σ	2,57617E+13	-1,93333E+11	1933333333			

Продолжение Приложения В

Таблица В.2 – Итерация 1. Данные для диаграммного графика арматуры

№ элем j	\emptyset	z_{sj}	A_{sj}	E_s	ν_{sj}	$A_{sj}z_{sj}^2 E_s \nu_{sj}$	$A_{sj}z_{sj}^3 E_s \nu_{sj}$	$A_{sj} E_s \nu_{sj}$	ϵ_{sj}	σ_{sj}	ν_{sj}
1	10	-35	785	200000	1	1,92325E+11	-5495000000	157000000	0,000218	43,5571	1
					Σ	1,92325E+11	-5495000000	157000000			

Продолжение Приложения В

Таблица В.3 – Итерация 2. Данные для диаграммного графика бетона

№ элем i	h_i	z_{bi}	A_{bi}	$E_{b,red}$	ν_{bi}	$A_{bi}z_{bi}^2 E_b \nu_{bi}$	$A_{bi}z_{bi}^3 E_b \nu_{bi}$	$A_{bi}E_b \nu_{bi}$	ε_{bi}	σ_{bi}	ν_{bi}	
1	-10	10	-5	10000	9666,66667	0	0	0	0,001273	>0,0015	0	
2	-20	10	-15	10000	9666,66667	0	0	0	0,001174	>0,0015	0	
3	-30	10	-25	10000	9666,66667	0	0	0	0,001076	>0,0015	0	
4	-40	10	-35	10000	9666,66667	0	0	0	0,000977	>0,0015	0	
5	-50	10	-45	10000	9666,66667	0	0	0	0,000878	>0,0015	0	
6	-60	10	-55	10000	9666,66667	0	0	0	0,000779	>0,0015	0	
7	-70	10	-65	10000	9666,66667	0	0	0	0,000681	>0,0015	0	
8	-80	10	-75	10000	9666,66667	0	0	0	0,000582	>0,0015	0	
9	-90	10	-85	10000	9666,66667	0	0	0	0,000483	>0,0015	0	
10	-100	10	-95	10000	9666,66667	0	0	0	0,000384	>0,0015	0	
11	-110	10	-105	10000	9666,66667	1	1,06575E+12	-10150000000	966666667	0,000286	>0,0015	0
12	-120	10	-115	10000	9666,66667	1	1,27842E+12	-11116666667	966666667	0,000187	>0,0015	0
13	-130	10	-125	10000	9666,66667	1	1,51042E+12	-12083333333	966666667	8,82E-05	>0,0015	0
14	-140	10	-135	10000	9666,66667	1	1,76175E+12	-13050000000	966666667	-1,1E-05	-0,10193	1
15	-150	10	-145	10000	9666,66667	1	2,03242E+12	-14016666667	966666667	-0,00011	-1,05635	1
16	-160	10	-155	10000	9666,66667	1	2,32242E+12	-14983333333	966666667	-0,00021	-2,01078	1
17	-170	10	-165	10000	9666,66667	1	2,63175E+12	-15950000000	966666667	-0,00031	-2,9652	1
18	-180	10	-175	10000	9666,66667	1	2,96042E+12	-16916666667	966666667	-0,00041	-3,91963	1
19	-190	10	-185	10000	9666,66667	1	3,30842E+12	-17883333333	966666667	-0,0005	-4,87405	1
20	-200	10	-195	10000	9666,66667	1	3,67575E+12	-18850000000	966666667	-0,0006	-5,82848	1
						Σ	2,25475E+13	-1,45E+11	966666667			

Продолжение Приложения В

Таблица В.4 – Итерация 2. Данные для диаграммного графика арматуры

№ элем j	\emptyset	z_{sj}	A_{sj}	E_s	ν_{sj}	$A_{sj}z_{sj}^2 E_s \nu_{sj}$	$A_{sj}z_{sj}^3 E_s \nu_{sj}$	$A_{sj} E_s \nu_{sj}$	ϵ_{sj}	σ_{sj}	ν_{sj}
1	10	-35	785	200000	1	1,92325E+11	-5495000000	157000000	0,000977	195,3585	1
Σ						1,92325E+11	-5495000000	157000000			

Продолжение Приложения В

Таблица В.5 – Итерация 3. Данные для диаграммного графика бетона

№ элем i	h_i	z_{bi}	A_{bi}	$E_{b,red}$	ν_{bi}	$A_{bi}z_{bi}^2 E_b \nu_{bi}$	$A_{bi}z_{bi}^3 E_b \nu_{bi}$	$A_{bi}E_b \nu_{bi}$	ε_{bi}	σ_{bi}	ν_{bi}	
1	-10	10	-5	10000	9666,66667	0	0	0	0,001426	>0,0015	0	
2	-20	10	-15	10000	9666,66667	0	0	0	0,001321	>0,0015	0	
3	-30	10	-25	10000	9666,66667	0	0	0	0,001216	>0,0015	0	
4	-40	10	-35	10000	9666,66667	0	0	0	0,00111	>0,0015	0	
5	-50	10	-45	10000	9666,66667	0	0	0	0,001005	>0,0015	0	
6	-60	10	-55	10000	9666,66667	0	0	0	0,0009	>0,0015	0	
7	-70	10	-65	10000	9666,66667	0	0	0	0,000795	>0,0015	0	
8	-80	10	-75	10000	9666,66667	0	0	0	0,000689	>0,0015	0	
9	-90	10	-85	10000	9666,66667	0	0	0	0,000584	>0,0015	0	
10	-100	10	-95	10000	9666,66667	0	0	0	0,000479	>0,0015	0	
11	-110	10	-105	10000	9666,66667	0	0	0	0,000374	>0,0015	0	
12	-120	10	-115	10000	9666,66667	0	0	0	0,000269	>0,0015	0	
13	-130	10	-125	10000	9666,66667	0	0	0	0,000163	>0,0015	0	
14	-140	10	-135	10000	9666,66667	1	1,76175E+12	-13050000000	966666667	5,81E-05	>0,0015	0
15	-150	10	-145	10000	9666,66667	1	2,03242E+12	-14016666667	966666667	-4,7E-05	-0,45593	1
16	-160	10	-155	10000	9666,66667	1	2,32242E+12	-14983333333	966666667	-0,00015	-1,47312	1
17	-170	10	-165	10000	9666,66667	1	2,63175E+12	-15950000000	966666667	-0,00026	-2,49031	1
18	-180	10	-175	10000	9666,66667	1	2,96042E+12	-16916666667	966666667	-0,00036	-3,50751	1
19	-190	10	-185	10000	9666,66667	1	3,30842E+12	-17883333333	966666667	-0,00047	-4,5247	1
20	-200	10	-195	10000	9666,66667	1	3,67575E+12	-18850000000	966666667	-0,00057	-5,54189	1
Σ						1,86929E+13	-1,1165E+11	676666667				

Продолжение Приложения В

Таблица В.6 – Итерация 3. Данные для диаграммного графика арматуры

№ элем j	\emptyset	z_{sj}	A_{sj}	E_s	ν_{sj}	$A_{sj}z_{sj}^2 E_s \nu_{sj}$	$A_{sj}z_{sj}^3 E_s \nu_{sj}$	$A_{sj} E_s \nu_{sj}$	ϵ_{sj}	σ_{sj}	ν_{sj}
1	10	-35	785	200000	1	1,92325E+11	-5495000000	157000000	0,00111	222,0662	1
Σ						1,92325E+11	-5495000000	157000000			

Продолжение Приложения В

Таблица В.7 – Итерация 4. Данные для диаграммного графика бетона

№ элем i	h_i	z_{bi}	A_{bi}	$E_{b,red}$	ν_{bi}	$A_{bi}z_{bi}^2 E_b \nu_{bi}$	$A_{bi}z_{bi}^3 E_b \nu_{bi}$	$A_{bi} E_b \nu_{bi}$	ε_{bi}	σ_{bi}	ν_{bi}	
1	-10	10	-5	10000	9666,66667	0	0	0	0,001436	>0,0015	0	
2	-20	10	-15	10000	9666,66667	0	0	0	0,00133	>0,0015	0	
3	-30	10	-25	10000	9666,66667	0	0	0	0,001225	>0,0015	0	
4	-40	10	-35	10000	9666,66667	0	0	0	0,001119	>0,0015	0	
5	-50	10	-45	10000	9666,66667	0	0	0	0,001014	>0,0015	0	
6	-60	10	-55	10000	9666,66667	0	0	0	0,000909	>0,0015	0	
7	-70	10	-65	10000	9666,66667	0	0	0	0,000803	>0,0015	0	
8	-80	10	-75	10000	9666,66667	0	0	0	0,000698	>0,0015	0	
9	-90	10	-85	10000	9666,66667	0	0	0	0,000593	>0,0015	0	
10	-100	10	-95	10000	9666,66667	0	0	0	0,000487	>0,0015	0	
11	-110	10	-105	10000	9666,66667	0	0	0	0,000382	>0,0015	0	
12	-120	10	-115	10000	9666,66667	0	0	0	0,000277	>0,0015	0	
13	-130	10	-125	10000	9666,66667	0	0	0	0,000171	>0,0015	0	
14	-140	10	-135	10000	9666,66667	0	0	0	6,58E-05	>0,0015	0	
15	-150	10	-145	10000	9666,66667	1	2,03242E+12	-14016666667	96666666,67	-4E-05	-0,38284	1
16	-160	10	-155	10000	9666,66667	1	2,32242E+12	-14983333333	96666666,67	-0,00014	-1,40143	1
17	-170	10	-165	10000	9666,66667	1	2,63175E+12	-15950000000	96666666,67	-0,00025	-2,42002	1
18	-180	10	-175	10000	9666,66667	1	2,96042E+12	-16916666667	96666666,67	-0,00036	-3,43861	1
19	-190	10	-185	10000	9666,66667	1	3,30842E+12	-17883333333	96666666,67	-0,00046	-4,4572	1
20	-200	10	-195	10000	9666,66667	1	3,67575E+12	-18850000000	96666666,67	-0,00057	-5,4758	1
						Σ	1,69312E+13	-98600000000	580000000			

Продолжение Приложения В

Таблица В.8 – Итерация 4. Данные для диаграммного графика арматуры

№ элем j	\emptyset	z_{sj}	A_{sj}	E_s	ν_{sj}	$A_{sj}z_{sj}^2 E_s \nu_{sj}$	$A_{sj}z_{sj}^3 E_s \nu_{sj}$	$A_{sj} E_s \nu_{sj}$	ϵ_{sj}	σ_{sj}	ν_{sj}
1	10	-35	785	200000	1	1,92325E+11	-5495000000	157000000	0,001119	223,8968	1
Σ						1,92325E+11	-5495000000	157000000			

Приложение Г

Определение кривизны и расчет прогиба облегченной монолитной плиты перекрытия

Таблица Г.1 – Вычисление кривизны на участке плиты при максимальных моментах

x, м	k_x	m_x	M, кН·м	(1/r)
0	13,64	-1,86	-25,3704	-7,39E-06
0,5	13,64	-1,74	-23,7336	-6,91E-06
1	13,64	-1,56	-21,2784	-6,20E-06
1,5	13,64	-1,32	-18,0048	-5,24E-06
2	13,64	-1,2	-16,368	-4,77E-06
2,5	13,64	-1,14	-15,5496	-4,53E-06
3	13,64	-1,02	-13,9128	-4,05E-06
3,5	13,64	-1,14	-15,5496	-4,53E-06
4	13,64	-1,2	-16,368	-4,77E-06
4,5	13,64	-1,32	-18,0048	-5,24E-06
5	13,64	-1,56	-21,2784	-6,20E-06
5,5	13,64	-1,74	-23,7336	-6,91E-06
6	13,64	-1,86	-25,3704	-7,39E-06

Продолжение Приложения Г

Таблица Г.2 – Интегральный расчет прогибов

S												
0	0,5	1	1,5	2	2,5	3	3,5	4	4,5	5	5,5	6
1,20E-05	1,11E-05	1,02E-05	9,23E-06	8,30E-06	7,37E-06	6,44E-06	5,58E-06	4,65E-06	3,72E-06	2,79E-06	1,86E-06	9,30E-07
1,01E-05	9,29E-06	8,51E-06	7,74E-06	6,97E-06	6,19E-06	5,42E-06	4,64E-06	3,86E-06	3,09E-06	2,32E-06	1,55E-06	7,73E-07
7,61E-06	7,03E-06	6,45E-06	5,88E-06	5,30E-06	4,72E-06	4,15E-06	3,46E-06	2,88E-06	2,31E-06	1,73E-06	1,15E-06	5,77E-07
5,79E-06	5,35E-06	4,91E-06	4,47E-06	4,04E-06	3,60E-06	3,16E-06	2,63E-06	2,19E-06	1,75E-06	1,32E-06	8,77E-07	4,38E-07
5,02E-06	4,64E-06	4,25E-06	3,87E-06	3,49E-06	3,10E-06	2,72E-06	2,30E-06	1,92E-06	1,53E-06	1,15E-06	7,67E-07	3,84E-07
4,26E-06	3,94E-06	3,61E-06	3,29E-06	2,97E-06	2,65E-06	2,32E-06	1,94E-06	1,61E-06	1,29E-06	9,69E-07	6,46E-07	3,23E-07
2,06E-06	2,10E-06	2,14E-06	2,18E-06	2,22E-06	2,26E-06	2,32E-06	2,32E-06	2,36E-06	2,40E-06	2,44E-06	2,48E-06	2,52E-06
3,84E-07	7,67E-07	1,15E-06	1,53E-06	1,92E-06	2,30E-06	2,72E-06	3,10E-06	3,49E-06	3,87E-06	4,25E-06	4,64E-06	5,02E-06
4,38E-07	8,77E-07	1,32E-06	1,75E-06	2,19E-06	2,63E-06	3,16E-06	3,60E-06	4,04E-06	4,47E-06	4,91E-06	5,35E-06	5,79E-06
5,77E-07	1,15E-06	1,73E-06	2,31E-06	2,88E-06	3,46E-06	4,15E-06	4,72E-06	5,30E-06	5,88E-06	6,45E-06	7,03E-06	7,61E-06
7,73E-07	1,55E-06	2,32E-06	3,09E-06	3,86E-06	4,64E-06	5,42E-06	6,19E-06	6,97E-06	7,74E-06	8,51E-06	9,29E-06	1,01E-05
9,30E-07	1,86E-06	2,79E-06	3,72E-06	4,65E-06	5,58E-06	6,44E-06	7,37E-06	8,30E-06	9,23E-06	1,02E-05	1,11E-05	1,20E-05
5,98E-06	1,20E-05	1,80E-05	2,39E-05	2,99E-05	3,59E-05	4,12E-05	4,72E-05	5,32E-05	5,92E-05	6,52E-05	7,11E-05	7,71E-05
0,06	0,06	0,07	0,07	0,08	0,08	0,09	0,10	0,10	0,11	0,11	0,12	0,12

Приложение Д

Определение кривизны и расчет прогиба монолитной плиты перекрытия сплошного сечения $h=230$ мм

Таблица Д.1 – Вычисление кривизны на участке плиты при максимальных моментах

x, м	k_x	m_x	M, кН·м	(1/r)
0	15,74	-1,86	-29,2764	-8,29E-06
0,5	15,74	-1,74	-27,3876	-7,75E-06
1	15,74	-1,56	-24,5544	-6,95E-06
1,5	15,74	-1,32	-20,7768	-5,88E-06
2	15,74	-1,2	-18,888	-5,35E-06
2,5	15,74	-1,14	-17,9436	-5,08E-06
3	15,74	-1,02	-16,0548	-4,54E-06
3,5	15,74	-1,14	-17,9436	-5,08E-06
4	15,74	-1,2	-18,888	-5,35E-06
4,5	15,74	-1,32	-20,7768	-5,88E-06
5	15,74	-1,56	-24,5544	-6,95E-06
5,5	15,74	-1,74	-27,3876	-7,75E-06
6	15,74	-1,86	-29,2764	-8,29E-06

Продолжение Приложения Д

Таблица Д.2 – Интегральный расчет прогибов

S												
0	0,5	1	1,5	2	2,5	3	3,5	4	4,5	5	5,5	6
1,35E-05	1,24E-05	1,14E-05	1,04E-05	9,31E-06	8,27E-06	7,23E-06	6,26E-06	5,22E-06	4,18E-06	3,13E-06	2,09E-06	1,04E-06
1,13E-05	1,04E-05	9,55E-06	8,68E-06	7,82E-06	6,95E-06	6,08E-06	5,20E-06	4,33E-06	3,47E-06	2,60E-06	1,73E-06	8,67E-07
8,53E-06	7,89E-06	7,24E-06	6,59E-06	5,94E-06	5,30E-06	4,65E-06	3,88E-06	3,23E-06	2,59E-06	1,94E-06	1,29E-06	6,47E-07
6,50E-06	6,00E-06	5,51E-06	5,02E-06	4,53E-06	4,04E-06	3,55E-06	2,95E-06	2,46E-06	1,97E-06	1,48E-06	9,84E-07	4,92E-07
5,63E-06	5,20E-06	4,77E-06	4,34E-06	3,91E-06	3,48E-06	3,05E-06	2,58E-06	2,15E-06	1,72E-06	1,29E-06	8,61E-07	4,30E-07
4,78E-06	4,42E-06	4,05E-06	3,69E-06	3,33E-06	2,97E-06	2,61E-06	2,17E-06	1,81E-06	1,45E-06	1,09E-06	7,24E-07	3,62E-07
2,32E-06	2,36E-06	2,40E-06	2,45E-06	2,49E-06	2,54E-06	2,61E-06	2,60E-06	2,65E-06	2,69E-06	2,74E-06	2,78E-06	2,82E-06
4,30E-07	8,61E-07	1,29E-06	1,72E-06	2,15E-06	2,58E-06	3,05E-06	3,48E-06	3,91E-06	4,34E-06	4,77E-06	5,20E-06	5,63E-06
4,92E-07	9,84E-07	1,48E-06	1,97E-06	2,46E-06	2,95E-06	3,55E-06	4,04E-06	4,53E-06	5,02E-06	5,51E-06	6,00E-06	6,50E-06
6,47E-07	1,29E-06	1,94E-06	2,59E-06	3,23E-06	3,88E-06	4,65E-06	5,30E-06	5,94E-06	6,59E-06	7,24E-06	7,89E-06	8,53E-06
8,67E-07	1,73E-06	2,60E-06	3,47E-06	4,33E-06	5,20E-06	6,08E-06	6,95E-06	7,82E-06	8,68E-06	9,55E-06	1,04E-05	1,13E-05
1,04E-06	2,09E-06	3,13E-06	4,18E-06	5,22E-06	6,26E-06	7,23E-06	8,27E-06	9,31E-06	1,04E-05	1,14E-05	1,24E-05	1,35E-05
6,71E-06	1,34E-05	2,01E-05	2,69E-05	3,36E-05	4,03E-05	4,62E-05	5,30E-05	5,97E-05	6,64E-05	7,31E-05	7,98E-05	8,65E-05
0,06	0,07	0,08	0,08	0,09	0,09	0,10	0,11	0,11	0,12	0,13	0,13	0,14

Приложение Е

Определение кривизны и расчет прогиба монолитной плиты перекрытия сплошного сечения $h=200$ мм

Таблица Е.1 – Вычисление кривизны на участке плиты при максимальных моментах

x, м	k_x	m_x	M, кН·м	(1/r)
0	14,92	-1,86	-27,7512	-0,0000114624
0,5	14,92	-1,74	-25,9608	-0,0000107230
1	14,92	-1,56	-23,2752	-0,0000096160
1,5	14,92	-1,32	-19,6944	-0,0000081332
2	14,92	-1,2	-17,904	-0,0000073938
2,5	14,92	-1,14	-17,0088	-0,0000070262
3	14,92	-1,02	-15,2184	-0,0000062868
3,5	14,92	-1,14	-17,0088	-0,0000070262
4	14,92	-1,2	-17,904	-0,0000073938
4,5	14,92	-1,32	-19,6944	-0,0000081332
5	14,92	-1,56	-23,2752	-0,0000096160
5,5	14,92	-1,74	-25,9608	-0,0000107230
6	14,92	-1,86	-27,7512	-0,0000114624

Продолжение Приложения Е

Таблица Е.2 – Интегральный расчет прогибов

S												
0	0,5	1	1,5	2	2,5	3	3,5	4	4,5	5	5,5	6
1,87E-05	1,72E-05	1,58E-05	1,43E-05	1,29E-05	1,14E-05	9,99E-06	8,66E-06	7,22E-06	5,78E-06	4,33E-06	2,89E-06	1,44E-06
1,56E-05	1,44E-05	1,32E-05	1,20E-05	1,08E-05	9,61E-06	8,41E-06	7,19E-06	6,00E-06	4,80E-06	3,60E-06	2,40E-06	1,20E-06
1,18E-05	1,09E-05	1,00E-05	9,12E-06	8,22E-06	7,33E-06	6,43E-06	5,37E-06	4,47E-06	3,58E-06	2,68E-06	1,79E-06	8,95E-07
8,98E-06	8,30E-06	7,62E-06	6,94E-06	6,26E-06	5,58E-06	4,90E-06	4,08E-06	3,40E-06	2,72E-06	2,04E-06	1,36E-06	6,80E-07
7,79E-06	7,20E-06	6,60E-06	6,01E-06	5,41E-06	4,82E-06	4,22E-06	3,57E-06	2,98E-06	2,38E-06	1,79E-06	1,19E-06	5,95E-07
6,61E-06	6,11E-06	5,61E-06	5,11E-06	4,61E-06	4,11E-06	3,61E-06	3,01E-06	2,51E-06	2,00E-06	1,50E-06	1,00E-06	5,01E-07
3,20E-06	3,27E-06	3,33E-06	3,39E-06	3,45E-06	3,51E-06	3,61E-06	3,60E-06	3,66E-06	3,73E-06	3,79E-06	3,85E-06	3,91E-06
5,95E-07	1,19E-06	1,79E-06	2,38E-06	2,98E-06	3,57E-06	4,22E-06	4,82E-06	5,41E-06	6,01E-06	6,60E-06	7,20E-06	7,79E-06
6,80E-07	1,36E-06	2,04E-06	2,72E-06	3,40E-06	4,08E-06	4,90E-06	5,58E-06	6,26E-06	6,94E-06	7,62E-06	8,30E-06	8,98E-06
8,95E-07	1,79E-06	2,68E-06	3,58E-06	4,47E-06	5,37E-06	6,43E-06	7,33E-06	8,22E-06	9,12E-06	1,00E-05	1,09E-05	1,18E-05
1,20E-06	2,40E-06	3,60E-06	4,80E-06	6,00E-06	7,19E-06	8,41E-06	9,61E-06	1,08E-05	1,20E-05	1,32E-05	1,44E-05	1,56E-05
1,44E-06	2,89E-06	4,33E-06	5,78E-06	7,22E-06	8,66E-06	9,99E-06	1,14E-05	1,29E-05	1,43E-05	1,58E-05	1,72E-05	1,87E-05
9,28E-06	1,86E-05	2,79E-05	3,71E-05	4,64E-05	5,57E-05	6,40E-05	7,32E-05	8,25E-05	9,18E-05	1,01E-04	1,10E-04	1,20E-04
0,09	0,10	0,10	0,11	0,12	0,13	0,14	0,15	0,16	0,17	0,17	0,18	0,19