

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

Архитектурно-строительный институт

(наименование института полностью)

Кафедра «Промышленное, гражданское строительство и городское хозяйство»

(наименование кафедры)

08.04.01 «Строительство»

(код и наименование направления подготовки)

Техническая эксплуатация и реконструкция зданий и сооружений

(направленность (профиль))

МАГИСТЕРСКАЯ ДИССЕРТАЦИЯ

на тему Применение деформационной модели к расчету железобетонных
перекрытий по стальному профилированному листу

Студент

Д. А. Ургалкина

(И.О. Фамилия)

(личная подпись)

Научный

Д. С. Тошин

(И.О. Фамилия)

(личная подпись)

руководитель

Руководитель программы

д.т.н., доцент В. А. Ерышев

(ученая степень, звание, И.О. Фамилия)

(личная подпись)

« ____ » _____ 2019 г.

Допустить к защите

Заведующий кафедрой к.т.н., доцент Д. С. Тошин

(ученая степень, звание, И.О. Фамилия)

(личная подпись)

« ____ » _____ 2019 г.

Тольятти 2019

ОГЛАВЛЕНИЕ

ВВЕДЕНИЕ.....	3
Глава 1 Сведения о железобетонных перекрытиях по стальному профилированному листу.....	5
1.1 Конструкция, применение перекрытий по стальному профилированному листу.....	5
1.2 Методика расчета перекрытий по существующим нормам.....	13
1.2.1 Стадия возведения	13
1.2.2 Стадия эксплуатации	16
1.3 Расчёт перекрытия по существующим нормам.....	24
Выводы по главе 1.....	30
Глава 2 Расчет перекрытия с применением деформационной модели ..	31
2.1 Деформационная модель. Понятие, виды и применение	31
2.2 Алгоритм расчёта перекрытия по деформационной модели	37
2.2.1 Разработка алгоритма расчета и его представление в виде блок-схемы	37
2.2.2 Расчет перекрытия по деформационной модели	42
Выводы по главе 2.....	56
Глава 3 Сравнительный анализ.....	57
Обработка результатов и оценка сходимости	57
Выводы по главе 3.....	64
ЗАКЛЮЧЕНИЕ	66
СПИСОК ИСПОЛЬЗУЕМЫХ ИСТОЧНИКОВ	67

ВВЕДЕНИЕ

Актуальность работы.

Все чаще, вместо сборного железобетона используются монолитные конструкции и основными причинами этого являются более низкая стоимость и возможность придания конструкции любой формы и размера.

Одним из самых популярных ныне видов монолитных перекрытий являются железобетонные перекрытия по стальному профилированному листу. Такие универсальные перекрытия используются почти во всех видах строительства: в частном домостроении и в строительстве многоэтажных зданий, в постройке террас и гаражей, промышленных и гражданских зданий, при реконструкции и капитальном ремонте.

Популярность железобетонных перекрытий по профлисту обусловлена их многочисленными достоинствами:

- универсальность применения конструкции;
- сокращение расхода бетона и арматуры;
- легкость конструкции и как следствие снижение общей нагрузки на фундамент;
- прочность, надёжность и долговечность конструкции;
- возможность получить готовый потолок без дальнейшей отделки;
- простота монтажа и др.

Применение монолитных перекрытий по профлисту подразумевает его соответствие определенным требованиям и нормам, для чего в нормативных документах прописаны стандарты проектирования и положения к расчётам.

Согласно Своду Правил «Бетонные и железобетонные конструкции» расчёт железобетонных элементов может выполняться двумя путями: по предельным состояниям или с помощью деформационной модели. В существующих нормах проектирования сталежелезобетонных плит главным образом рассматривается первый, стандартный вариант расчета, и это делает настоящую магистерскую работу актуальной, поскольку в ней приводится

методика расчета сталежелезобетонных плит по деформационной модели и выполняется сравнение этих двух методов расчета.

Цель исследований – разработка метода расчёта железобетонных перекрытий по стальному профилированному листу с применением деформационной модели.

Для достижения поставленной цели были поставлены следующие **задачи**:

1. Изучение методов расчета железобетонных перекрытий по стальному профилированному листу и анализ области применения деформационной модели.

2. Разработка алгоритма расчёта исследуемой конструкции и его наглядное представление.

3. Реализация алгоритма расчёта и анализ полученных результатов.

Объектом исследования магистерской диссертации являются железобетонные перекрытия по стальному профилированному листу.

Предмет исследования - деформационная модель в расчете железобетонных перекрытий по стальному профилированному листу.

Научная новизна диссертационной работы заключается в применении деформационной модели к расчету непосредственно исследуемой конструкции.

В диссертации применен теоретический **метод исследования**.

Практическая значимость состоит в значительном упрощении расчетов железобетонных перекрытий по стальному профилированному листу, а также в возможности внедрения алгоритма расчета в автоматизированные программные комплексы.

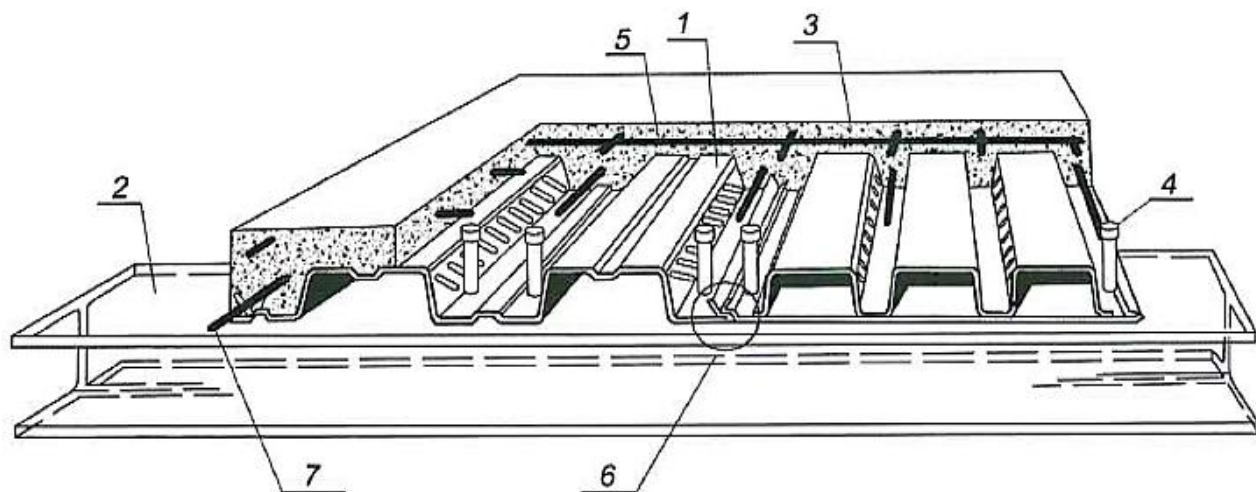
Апробация результатов исследования. По результатам работы была подготовлена и выпущена в публикацию статья, содержащая краткое описание разработанного метода расчета и выводы.

Магистерская диссертация состоит из введения, трёх глав, заключения и списка используемой литературы, содержит 30 изображений и 13 таблиц.

Глава 1 Сведения о железобетонных перекрытиях по стальному профилированному листу

1.1 Конструкция, применение перекрытий по стальному профилированному листу

Железобетонное перекрытие по стальному профилированному настилу, иначе — сталежелезобетонная плита [13], представляет собой единую монолитную конструкцию, для которой профилированный настил является несъемной опалубкой на стадии изготовления и внешней рабочей арматурой на стадии эксплуатации (рисунок 1.1).



1 – стальной профилированный настил с рифлеными стенками гофров; 2 – элемент балочной клетки; 3 – монолитный бетон плиты; 4 – стержневой анкер; 5 – сетка противоусадочного армирования; 6 – соединение гофрированных профилей между собой; 7 – рабочая арматура

Рисунок 1.1 – Железобетонная плита по стальному профилированному настилу

Такие перекрытия используются почти во всех видах строительства: в частном домостроении и в строительстве многоэтажных зданий, в постройке террас и гаражей, промышленных и гражданских зданий, при реконструкции и капитальном ремонте. Сталежелезобетонные перекрытия совместимы с любыми конструктивными схемами здания: с железобетонным и стальным

каркасом, из сборного и монолитного железобетона, с кирпичными зданиями.

Популярность данного типа конструкций в перекрытиях зданий и сооружений объясняется многими причинами:

- Уменьшение расхода стали составляет порядка 40%, а бетона - порядка 30% в сравнении с традиционными монолитными перекрытиями;
- Экономия стали на балки порядка 15%;
- Сокращение трудоемкости при устройстве монолитных перекрытий на 25-40%;
- Сокращение сроков строительства на 25%;
- Можно обойтись без дополнительной отделки потолка;
- Возможность проведения электрических кабелей в гофрах профилированного настила;
- Повышение уровня безопасности труда при монтаже;
- Равномерное распределение горизонтальной нагрузки на вертикальные несущие конструкции, что способствует их устойчивости;
- Снижение веса перекрытия на 30-50%, что влечет за собой облегчение и снижение стоимости нижележащих конструкций;
- Снижение расхода материалов на опалубку при монтаже сталежелезобетонного перекрытия.

Начало внедрения изгибаемых железобетонных конструкций с внешней листовой арматурой относится к рубежу 40-ых и 50-ых годов прошлого столетия, когда стальной профнастил, использовавшийся ранее как несъемная опалубка, был объединен с укладываемым поверх листа бетоном специальными связями с целью вовлечения листа в работу как растянутой арматуры. В 1968 году в СССР на Куйбышевском заводе было начато производство профилированных листов. В 1987 году НИИЖБ выпускает рекомендации по проектированию конструкций со стальным профилированным настилом (СПН) в качестве несъемной опалубки и внешней арматуры плиты [14].

Обеспечение совместной работы бетона и профлиста.

- выштамповка рифов глубиной 3-5мм различной формы на поверхности наклонных стенок гофров, причем последние воспринимают наибольшие касательные напряжения;
- обязательная анкеровка плиты на опорах пролета в каждой гофре;
- увеличенная площадь сцепления листовой стали с бетоном, что достигается применением профлиста с часто расположенными гофрами, в которых соотношение b/S_n не более 0,6 (рисунок 1.2).

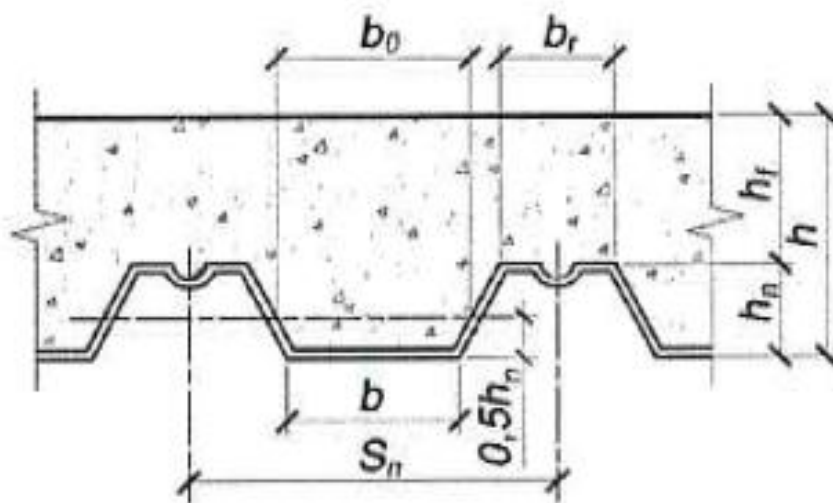
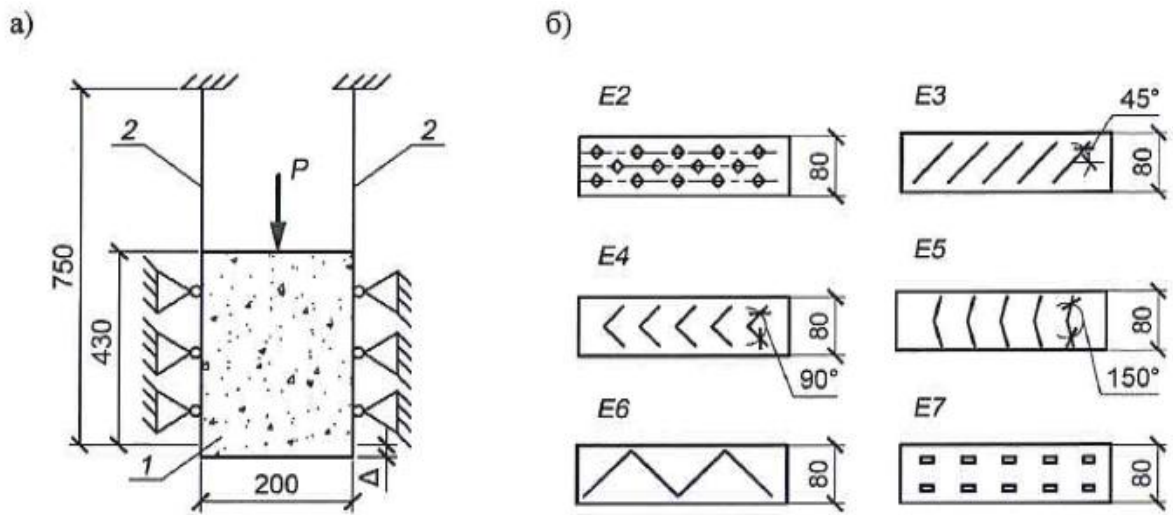


Рисунок 1.2 – Максимальное соотношение ширины основания и шага гофры

При несоблюдении условия сцепления листовой стали с бетоном происходит взаимное проскальзывание на границе материалов, что уменьшает несущую способность и увеличивает прогиб плиты.

Опытным путем выяснено, что форма рифов напрямую влияет на прочность сцепления листовой стали с бетоном. В ЦНИИСК им. Мельникова был проведен эксперимент [13, 16], в ходе которого прямоугольные металлические пластины с выштампованными рифами различной формы, имитирующие стенки гофров, были связаны между собой монолитным бетонным блоком, как показано на рисунке 1.3.



а-расчетная схема испытаний, б – пластины с различной формой рифов
 Рисунок 1.3 – Испытания на сдвиг при различной форме рифов

Испытания осуществлялись путем сдвига бетонного блока относительно неподвижно закрепленных стальных пластин.

Результаты представлены в виде зависимости величины сдвига бетонного блока Δ от возрастающей нагрузки P на рисунке 1.4.

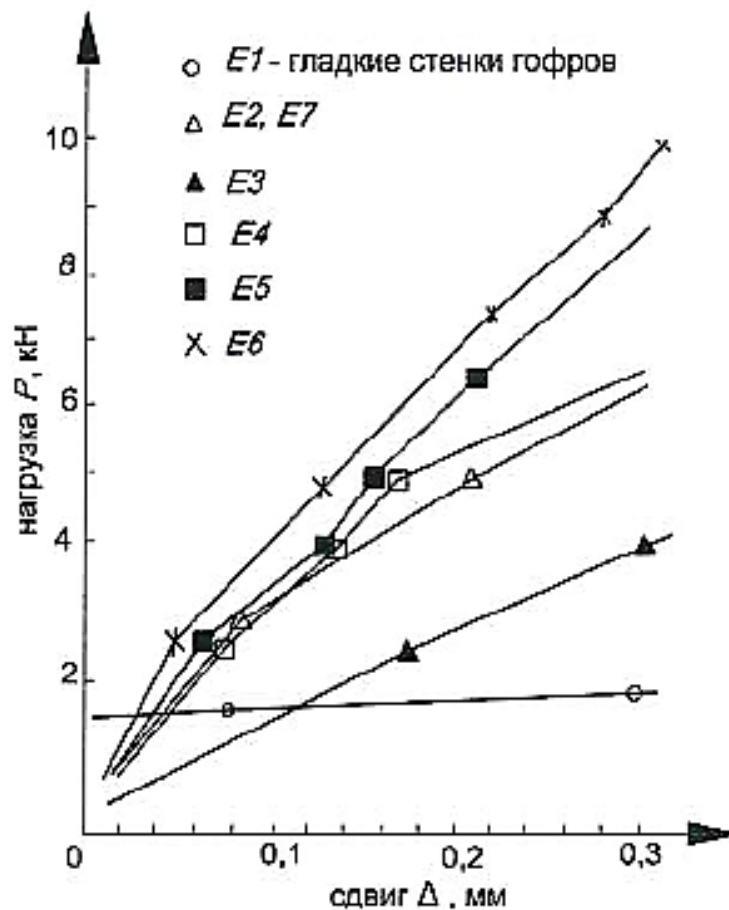
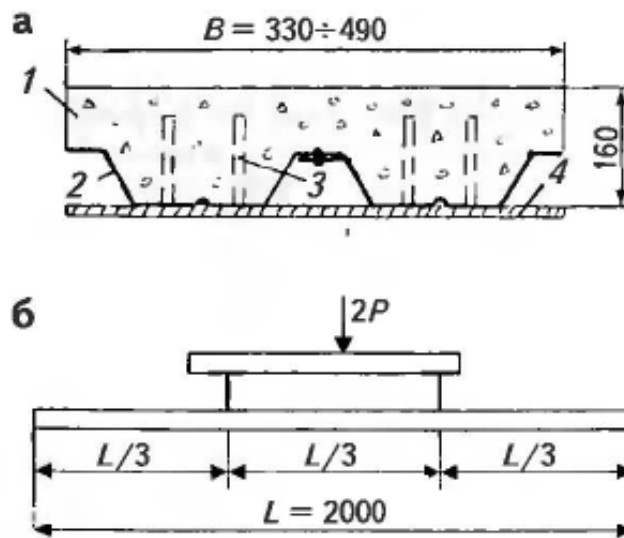


Рисунок 1.4 – График зависимости сдвига бетона от прилагаемой нагрузки при разных формах выштампованных рифов

В результате выяснилось, что зигзагообразные выштамповки имеют наилучший показатель жесткости и прочности сцепления с бетоном. При форме выштамповок E6 сдвигающие усилия наиболее равномерно распределялись по контактной поверхности бетона. В образцах E2 средний ряд не был задействован в работе, а в образцах E4 и E5 результат зависел от угла наклона рифов.

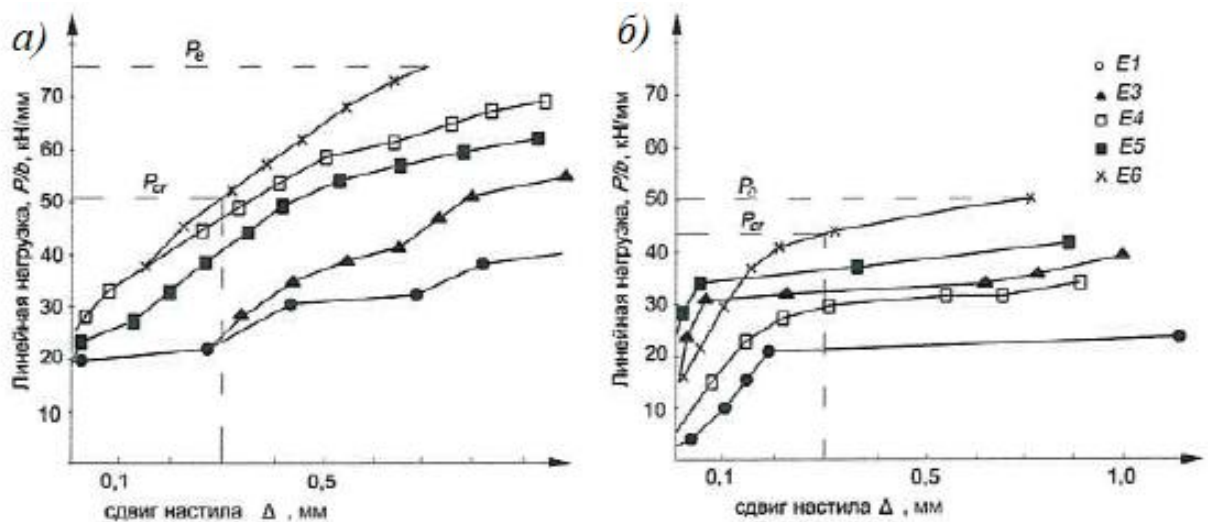
Вслед за испытанием на сдвиг провели испытание плит на поперечный изгиб при аналогичных вариантах рифления профлиста (рисунок 1.5).



а – сечение плиты на опоре; б – схема испытаний; 1 – бетон; 2 – профилированный настил; 3 – анкерный упор; 4 – опорная пластина

Рисунок 1.5 – Испытания плит на изгиб

Второй эксперимент проводился с целью удостовериться в данных, полученных в первом испытании, в реальной работе конструкции и выяснить влияние анкерных упоров на обеспечение совместной работы бетона и стального листа.



а – результаты испытаний образца с анкерными болтами на опорах; б – результаты испытаний образца без анкерных болтов

Рисунок 1.6 – Графики зависимости сдвига настила от прилагаемой нагрузки при разных формах рифов и при наличии и отсутствии анкеров

Жесткость плит с профилированным листом, имеющим выштамповки Е6, оказалась наибольшей как с анкерами, так и без (рисунок 1.6). Отсутствие анкерных болтов не позволило реализовать полностью прочностные свойства плиты ни при каких формах рифления, что доказывает необходимость их применения в конструкции.

Применение.

Конструкция, относящаяся к монолитному железобетону, имеет многие её преимущества. Сталежелезобетонные перекрытия рекомендуется применять при возведении многоэтажных и малоэтажных зданий различного назначения в широком диапазоне нагрузок при нестандартных величинах шагов и пролетов несущих конструкций, при наличии множества проемов и отверстий, при реконструкции зданий и капитальном ремонте, при устройстве рабочих площадок, а также при трудностях в обеспечении строительства сборным железобетоном.

Малый вес конструкции и возможность устройства нестандартных форм и пролетов позволяет широко применять перекрытия по СПН при реконструкции или капитальном ремонте при замене перекрытий и покрытий. Облегченное перекрытие снижает нагрузку на вертикальные несущие конструкции и фундамент, позволяет обходиться без громоздких строительных лесов и опалубочных работ.

Огнестойкость однопролетных сталежелезобетонных перекрытий с открытой снизу внешней арматурой составляет 30 минут. Огнестойкость 45 минут и выше имеют многопролетные неразрезные плиты перекрытия с верхней арматурой по всей длине пролета. Расчет огнестойкости выполняется без учета использования профилированного листа. В случаях, когда предел огнестойкости ниже требуемого, предусматриваются различные огнезащитные мероприятия. Сталежелезобетонные перекрытия можно применять в зданиях с категорией производств А, Б, В при наличии спринклерных систем тушения пожара.

Не допускается применение перекрытий с внешней рабочей арматурой:

- при среднеагрессивной и сильноагрессивной среде;
- при динамических воздействиях при коэффициенте асимметрии цикла менее 0,7;
- без дополнительной антикоррозионной защиты в помещениях с высокой (более 60%) влажностью;
- при температуре окружающей среды более 40 °С или ниже -50 °С.

Распространение.

Наиболее известными постройками, в которых применялись сталежелезобетонные перекрытия, являются: здание аэропорта в Шереметьево в Москве, административно-гостиничный комплекс центра международной торговли в Москве, Красноярский завод тяжелых экскаваторов, из зарубежного опыта можно выделить two turtle creek village, Parklane Tower и множество других.

В современное время несмотря на многочисленные достоинства перекрытий по СПН их применение не столь распространено, и это можно объяснить рядом факторов:

- необоснованная убежденность в перерасходе стали при устройстве сталежелезобетонных плит и экономической эффективности;
- необходимость в специальном оборудовании для резки профилированного настила;
- существование всего нескольких типоразмеров рифленного профлиста;
- подверженность внешней арматуры коррозии и сложность борьбы с ней;
- недостаточно проработана технология возведения и методы контроля качества.

1.2 Методика расчета перекрытий по существующим нормам

Нормативными документами для проектирования сталежелезобетонных перекрытий являются [12] и [13].

При проектировании сталежелезобетонных перекрытий расчет выполняют для двух стадий работы: возведения и эксплуатации.

1.2.1 Стадия возведения

Особенностью стадии возведения является работа исключительно профилированного настила как несущей конструкции, воспринимающей вес бетонной смеси, арматуры и монтажные нагрузки. Рассчитывать профилированный настил следует как стальной тонкостенный изгибаемый элемент, на прочность и жесткость.

На стадии возведения расчет обусловлен следующими допущениями:

- геометрия гофров при воздействии нагрузки не меняется;
- нормальные напряжения в стенках профлиста распределяются линейно;
- нормальные напряжения по ширине сжатых и растянутых полок распределяются равномерно (до потери устойчивости);
- после локальной потери устойчивости сжатых широких полок нормальные напряжения распределяются неравномерно, возрастая от центра к краям; после местной потери устойчивости расчет приведенных характеристик сечения ведется с учетом снижения рабочей площади сечения.

Алгоритм расчета на стадии возведения следующий:

- а) Определение нагрузок на этапе возведения.

Для этого необходимо вычислить приведенную толщину бетона h_b по формуле

$$h_b = \frac{b+b'}{h_n} \cdot 2S_n, \quad (1.1)$$

где b – ширина основания гофра по низу, мм;

b' – верхний промежуток между гофрами, мм;

h_n – высота профилированного настила, мм;

S_n – шаг гофры, мм (рисунок 1.7).

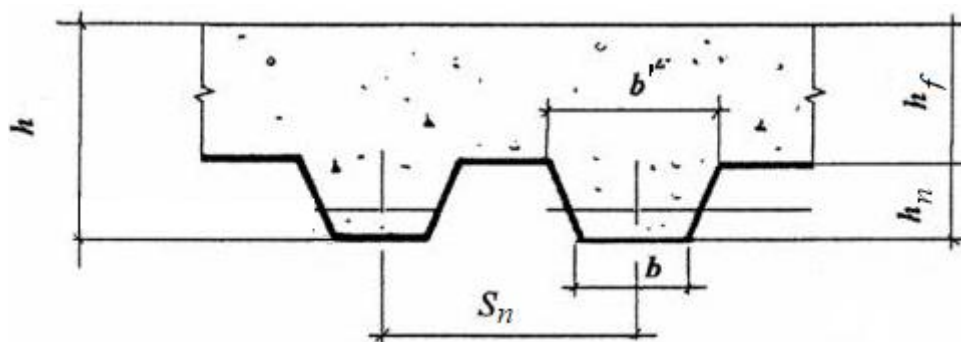


Рисунок 1.7 – Поперечное сечение сталежелезобетонной плиты

При помощи приведенной толщины бетона определяют величину нормативных и расчетных нагрузок от бетонной смеси, складывают с собственной массой профнастила (справочная величина) и монтажной нагрузкой.

В зависимости от расчетной схемы высчитывают максимальный изгибающий момент M от найденной нагрузки.

б) Прочность сечения в пролете и на опоре проверяют по условиям (1.2) и (1.3):

$$M/W_x \leq R_n, \quad (1.2)$$

где W_x – расчетный момент сопротивления, см^3 ;

R_n – расчетное сопротивление профнастила, МПа.

$$Q \sum t h_n \leq R_{ns}, \quad (1.3)$$

где Q – максимальная поперечная сила от расчетных нагрузок, кН;

t – толщина стального профилированного настила, мм;

R_{ns} – расчетное сопротивление стали профнастила на срез, кН.

Расчетный момент сопротивления в формуле 1.2 принимают по техническим условиям на СПН, в случае если выполняется условие:

$$M W_x \leq 34,3 \cdot 10^4 (t_{b_i})^2 . \quad (1.4)$$

В случае если условие не выполняется, для сжатых широких полок расчетный момент сопротивления принимают по монограмме [14]. Расчет выполняют методом последовательного приближения до тех пор, пока разница между смежными значениями W_x не будет менее 3%.

в) Максимальный прогиб профлиста f_n на стадии возведения должен быть менее 1/200 расчетного пролёта.

Прогиб определяется по формуле:

$$f_n = k_n \cdot \frac{q^n l^4}{E_n I_x} + a , \quad (1.5)$$

где k_n – коэффициент, учитывающий расчетную схему перекрытия. Равен 0,013; 0,0091 и 0,0088 для одно- двух- и трех пролетов соответственно;

q^n – нормативная нагрузка, действующая на настил, кН/м;

l – пролет перекрытия, см;

E_n – модуль упругости профлиста, МПа;

I_x – расчетный момент инерции профилированного настила (справочная величина), см⁴;

a – эмпирическая константа, для однопролетной конструкции равная 0, для многопролетных – 2мм.

Расчетные геометрические характеристики профилированного настила, такие как момент инерции, момент сопротивления, ширина полок гофров, являются справочными величинами и приводятся в нормативных документах, разработанных и утвержденных заводом-изготовителем.

1.2.2 Стадия эксплуатации

На стадии эксплуатации плита рассматривается как железобетонное перекрытие с внешней рабочей арматурой из стального профилированного настила и с внутренней гибкой арматурой из стальных стержней.

Расчет по первой группе предельных состояний выполняется тремя этапами:

- проверка прочности нормальных сечений;
- проверка прочности наклонных сечений;
- проверка условия обеспечения сцепления настила с бетоном.

При расчете перекрытия по второй группе предельных состояний проверяются следующие условия:

- расчет на образование нормальных и наклонных трещин и их раскрытие;
- определение прогиба плиты.

При расчете перекрытия на стадии эксплуатации согласно [3], допускаем следующее:

- сопротивление бетона растяжению не учитывается;
- напряжения в профнастиле равномерно распределены по высоте и их максимальное значение может быть равно расчетному сопротивлению листовой стали R_n с введением коэффициента условий работы γ_n , зависящего от формы рифов.

В стадии эксплуатации расчет сталежелезобетонного перекрытия, при отсутствии надпорной расчетной гибкой арматуры следует считать как для однопролетной конструкции. При наличии над опорами расчетной гибкой арматуры усилия в плите находят как для неразрезной конструкции, учитывая перераспределение изгибающих моментов (рисунок 1.8).

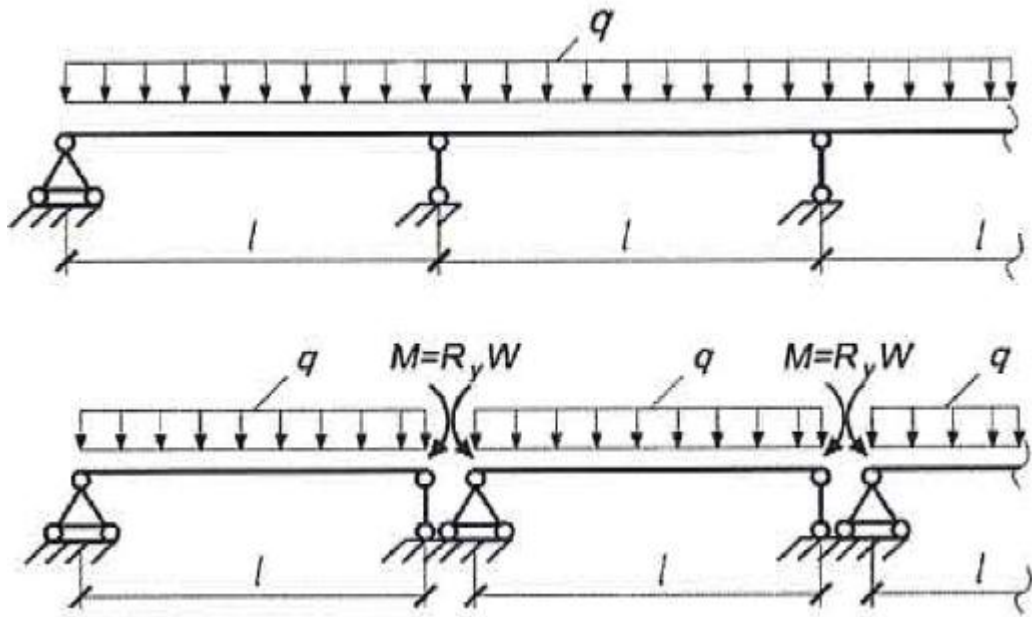


Рисунок 1.8 – Расчетная схема плиты перекрытия

За расчетный пролет сталежелезобетонной плиты принимают расстояние между осями прогонов.

За расчетное сечение перекрытия принимают сечение между осями верхних гофров профилированного листа. Таким образом, получается сечение в форме тавра, изображенное на рисунке 1.9.

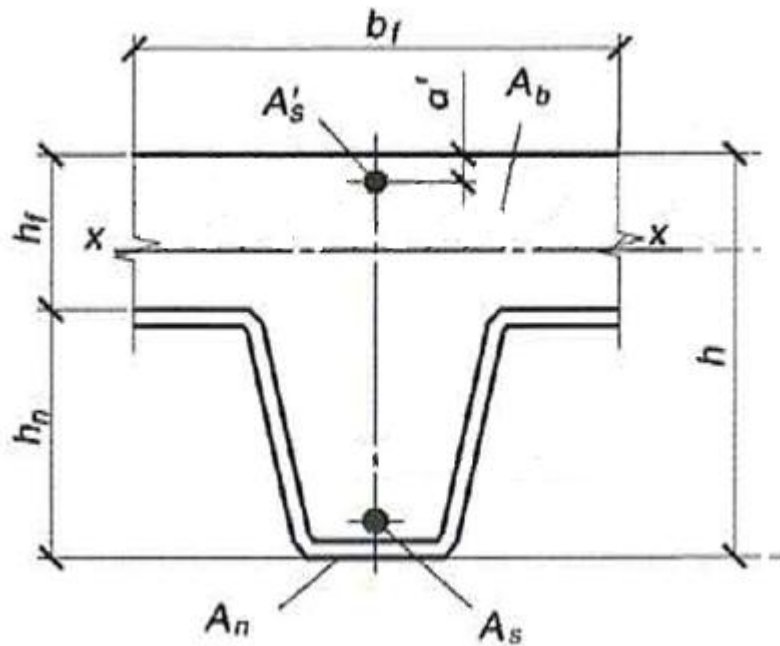


Рисунок 1.9 – Расчетное сечение перекрытия согласно действующей методике расчета

Расчет по методике, представленной в существующей нормативной документации [13, 14] ведется по следующей схеме:

а) Вычисления начинаются с определения граничного значения относительной высоты сжатой зоны ξ_R по формуле

$$\xi_R = \frac{0,8}{1 + \frac{\varepsilon_{sn}}{\varepsilon_{b2}}}, \quad (1.6)$$

где ε_{b2} - относительная деформация в бетоне при напряжениях, равных R_b);

ε_{sn} - наибольшая из величин относительных деформаций растянутого стального элемента.

При подборе сечений плиты рекомендуется соблюдать условие

$$x \leq \xi_R h_0, \quad (1.7)$$

где x – высота сжатой зоны бетона от крайнего верхнего волокна, мм;

h_0 – рабочая высота сечения, равная расстоянию от крайнего сжатого волокна до равнодействующей усилий растяжения в профилированном настиле и стержневой арматуре, мм.

Если оно не соблюдается, то следует увеличить слой бетона, его класс или дополнительно расположить в сжатой зоне стержневую арматуру.

б) Вторым шагом является определение высоты сжатой зоны бетона. x определяют из уравнения

$$R_b b_f x = \gamma_n R_n A_{n1} + R_s A_s - R_{sc} A'_s, \quad (1.8)$$

где R_b – расчетное сопротивление бетона на сжатие, МПа;

b_f – расстояние между осями смежных гофров стального профилированного настила, ширина расчетного сечения, мм;

A_{n1} – площадь сечения профилированного листа в пределах одного гофра, мм²;

R_s – расчетное сопротивление растянутой стержневой арматуры перекрытия, МПа;

A_s – площадь стержневой растянутой арматуры в пределах расчетного сечения (одного гофра), мм²;

R_{sc} – расчетное сопротивление арматуры сжатой зоны, МПа;

A'_s – площадь сжатой арматуры в пределах расчетного сечения (одного гофра), мм²;

Найденную высоту сжатой зоны сравнивают с предельной высотой сжатой зоны. Если условие (1.7) соблюдается, сечение принимают без корректировок.

Далее x сравнивают с высотой бетонной полки, и определяют один из трех возможных случаев дальнейшего расчета:

- нейтральная ось сечения проходит в бетонной полке;
- нейтральная ось сечения проходит в пределах высоты ребер перекрытия;
- нейтральная ось совпадает с верхней полкой профлиста.

в) Случай 1.

Нейтральная ось находится в пределах толщины полки плиты и не пересекает стенок профилированного настила (рисунок 1.10).

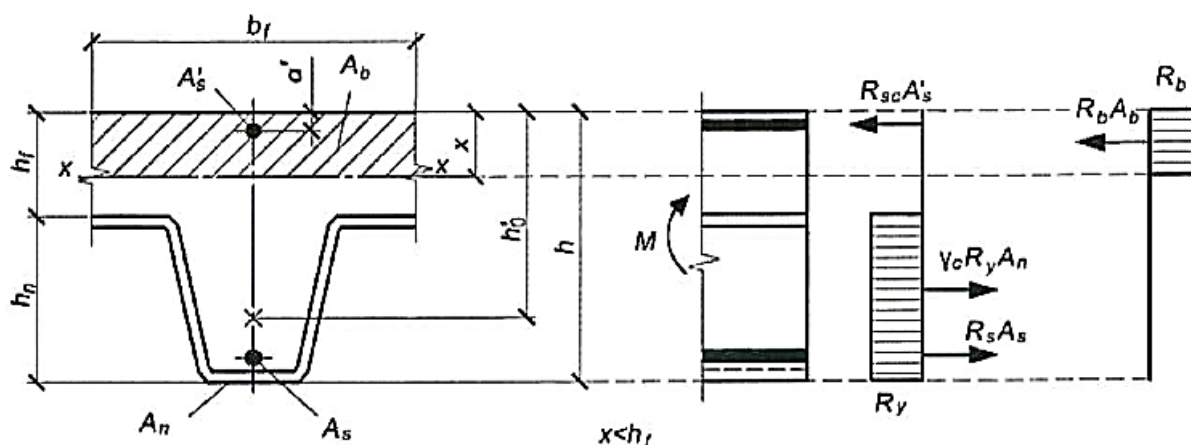


Рис. 1.10. – Схема усилий в пролетном сечении плиты при расположении нейтральной оси в пределах толщины полки плиты

При расчете прочности плиты проверяют соблюдение условия

$$M \leq R_b b_f x h_0 - 0,5x^2 + R_{sc} A'_s (h_0 - a') . \quad (1.9)$$

Случай 2.

Нейтральная ось находится в пределах высоты ребер профилированного настила (рисунок 1.11).

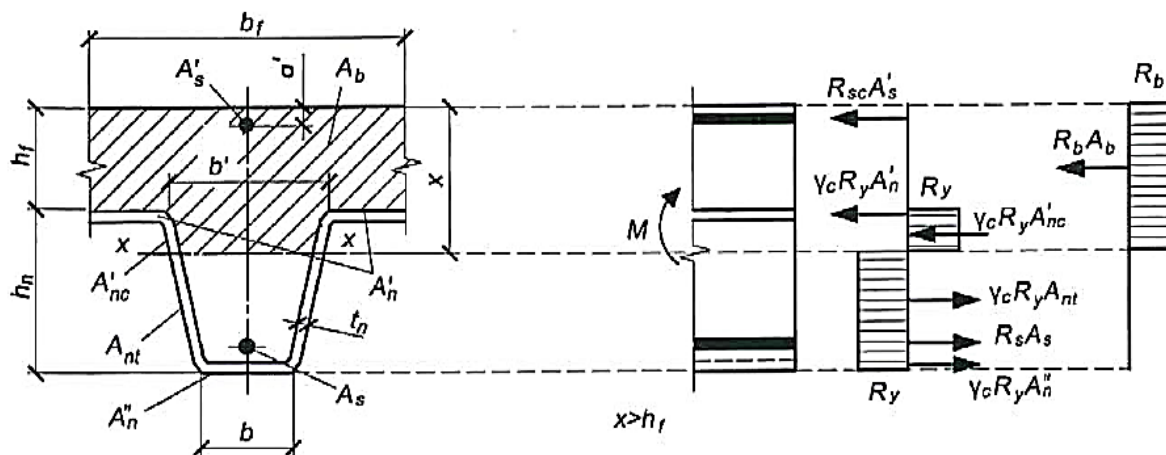


Рис. 1.11 – Схема усилий в пролетном сечении плиты при расположении нейтральной оси в пределах ребра сечения

Высоту сжатой зоны плиты уточняют по уравнению

$$\begin{aligned} R_b b' x + b_f - b' h_f + \gamma_n R_n A'_n + 2t x - h_f + R_{sc} A'_s = \\ = \gamma_n R_n A''_n + 2t h_n + h_f - x + R_s A_s , \end{aligned} \quad (1.10)$$

где A'_n - площадь сечения верхней полки одного гофра настила, см^2 ;

A''_n - то же, нижней полки.

В тех случаях, когда высота сжатой зоны больше толщины бетонной полки и нейтральная ось пересекает наклонные стенки гофров, прочность сечения проверяется по условию

$$\begin{aligned} M \leq R_b S_{bx} + \gamma_n R_n S'_n + t x - h_f^2 + t h - x^2 + S''_n + \\ + R_s S_{sx} + R_{sc} S'_{sx} , \end{aligned} \quad (1.11)$$

где S_{bx} – статический момент площади сечения бетона сжатой зоны относительно горизонтальной оси, см^3 ;

S'_n, S''_n - статические моменты площади верхней и нижней полки профилированного настила относительно горизонтальной оси соответственно, см³;

S_{sx}, S'_{sx} - статические моменты площади растянутой и сжатой стержневой арматуры относительно горизонтальной оси соответственно, см³.

Случай 3. Нейтральная ось находится на уровне верхней полки профилированного настила (рисунок 1.12).

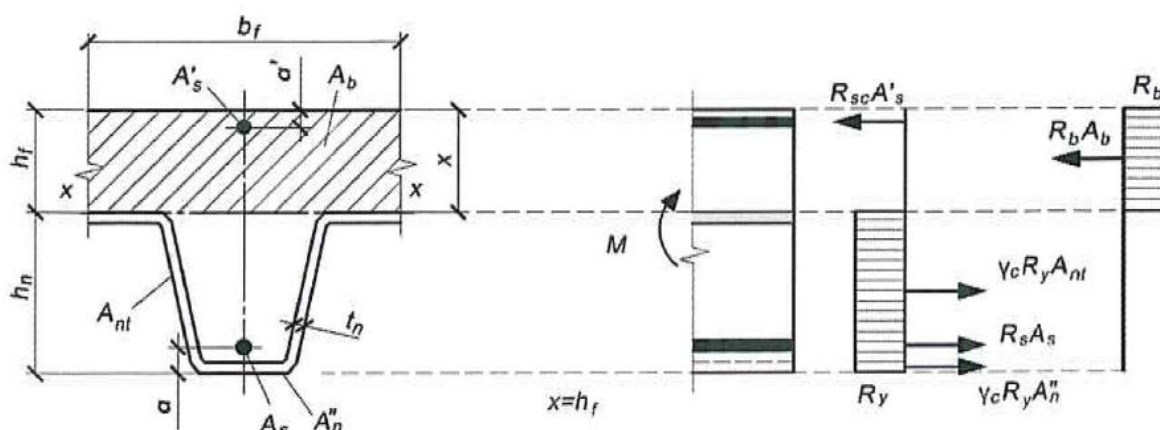


Рис. 1.12 – Схема усилий в пролетном сечении плиты при расположении нейтральной оси в полке СПН

Высота сжатой зоны примерно равна высоте бетонной полки перекрытия, в расчетах принимают $x=h_f$.

При расчете прочности сечения плиты должно соблюдаться условие

$$M \leq 0,5R_b b_f h_f^2 + \gamma_n R_n A''_n h_n + t h_n^2 + R_s A_s h_n - a + R_{sc} A'_s (h_f - a') . \quad (1.12)$$

Если при определении высоты сжатой зоны по формуле 1.8 $x > h_f$, а по формуле 1.10 $x < h_f$, то прочность нормального сечения плиты определяют по случаю 3.

Расчет прочности нормальных сечений плиты на ее промежуточных опорах выполняется только в случаях установки расчетной надопорной гибкой арматуры, обеспечивающей неразрезность конструкции. Прочность нормальных сечений плиты определяют как для сечений железобетонных

элементов, армированных гибкой арматурой [12], без учета стального профилированного настила.

В рамках настоящей диссертации актуален только расчет перекрытия по стальному профилированному настилу на прочность нормальных сечений, поэтому дальнейшие расчет прочности по наклонным сечениям и расчет анкеровки профлиста в бетоне рассматривать не будем.

г) Расчет прогиба плиты перекрытия.

Прогиб перекрытия не должен превышать $1/150$ значения пролета плиты.

Прогиб сталежелезобетонной плиты при отсутствии надпорной стержневой арматуры определяется как для однопролетной шарнирноопертой балки по формуле

$$f = \frac{1}{r} s \cdot l^2, \quad (1.13)$$

где $\frac{1}{r}$ – расчетная кривизна конструкции на участке с большим изгибающим моментом, $1/\text{см}$;

s – коэффициент, зависящий от схемы приложения нагрузки.

Расчетная кривизна перекрытия, используемая при определении прогиба перекрытия, определяется по формуле

$$\frac{1}{r} = \frac{M \varphi_{b2}}{I_{red} E_b \varphi_{b1}}, \quad (1.14)$$

где φ_{b1} , φ_{b2} – коэффициенты, учитывающие ползучесть бетона от кратковременных и длительных нагрузок соответственно, принимаются согласно [12];

I_{red} – момент инерции приведенного сечения плиты перекрытия, см^4 , рассчитывается по п. д. ;

E_b – начальный модуль упругости бетона, принимается согласно [12] в зависимости от класса бетона, МПа.

д) Момент инерции приведенного расчетного сечения плиты следует определять по правилам строительной механики относительно центра тяжести этого сечения. Коэффициенты приведения площади сечения стали профилированного настила и гибких стержней к площади бетона определяются по формулам 1.15 и 1.16 соответственно:

$$\alpha_n = \frac{E_n}{E_b}, \quad (1.15)$$

$$\alpha_s = \frac{E_s}{E_b}. \quad (1.16)$$

Бетон, находящийся в зоне растяжения при расчете момента инерции не учитывают.

При этом положение центра тяжести приведенного сечения находят по формуле 1.17:

$$x = - \frac{\Sigma A_{red}}{b_f} + \frac{\Sigma A_{red}^2}{b_f} + \frac{2S_{red}}{b_f}, \quad (1.17)$$

где ΣA_{red} – сумма приведенных площадей арматуры, см^2 ;

S_{red} – статический момент площади A_{red} относительно крайнего сжатого волокна сечения плиты, см^3 .

Если нейтральная линия, на которой находится центр тяжести приведенного сечения, пересекает наклонные стенки гофров, то при определении x по формуле 1.17 в значение ΣA_{red} входит площадь бетонных свесов таврового сечения.

1.3 Расчёт перекрытия по существующим нормам

Целью расчета сталежелезобетонной плиты по существующей методике, описанной в разделе 1.2, является определение несущей способности и прогибов перекрытия при различных вариантах конструкций. В связи с этим в существующий алгоритм вносим изменения, согласно которым мы не проверяем выполнение условия прочности, а вычисляем величины предельных моментов и прогибов при заданных параметрах.

Для чистоты исследования вместо расчета одного варианта конструкции перекрытия рассчитаем ряд конструкций с некоторым диапазоном заданных параметров.

За расчетное сечение принимаем плиту сталежелезобетонного перекрытия шириной 1м, со стальным профилированным настилом, уложенным узкими гофрами вниз.

В целях расширения диапазона значений площади арматурных стержней гибкую арматуру при малом её содержании устанавливаем через один гофр, при дальнейшем увеличении площади арматурных стержней устанавливаем стержни в каждый гофр, чередуя стержни различного диаметра. Таким образом, в расчет берется площадь не одного стержня, а суммарная площадь стержней на 1 м ширины перекрытия.

Исходные данные.

Принимаем следующую конструкцию перекрытия:

Толщина бетонной полки 30 мм, бетон тяжелый классов В15-В60.

Арматурные стержни А400 диаметром от 6мм до 14мм с площадью на 1 м ширины плиты A_{s0} от 0,755 см² до 21 см².

Профилированный настил марки Н75-750-0,8 высотой $h_n = 750$ мм и толщиной листа 0,8мм [18], справочные характеристики которого приведены в таблице 1.1.

Таблица 1.1 – Характеристики профилированного настила

Наименование величины	Значение
Расчетное сопротивление стали R_n	220 МПа
Модуль упругости стали E_n	$2,06 \cdot 10^5$ МПа
Площадь сечения шириной 1 м, A_n	10 см^2
Момент инерции на 1 м ширины относительно горизонтальной оси I_n	$114,9 \text{ см}^4$
Момент сопротивления на 1 м ширины при сжатых широких полках W_{x1}	$28,5 \text{ см}^3$
Момент сопротивления на 1 м ширины при сжатых широких полках W_{x2}	$33,1 \text{ см}^3$

Высота плиты перекрытия 105 мм, из которых 30 мм – бетонная полка, 75 мм – ребра, образованные стальным профилированным настилом (рисунок 1.13).

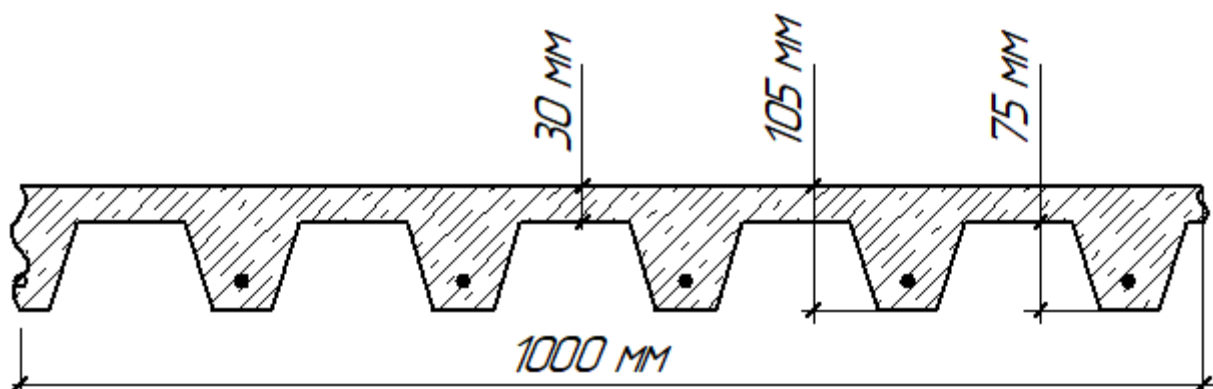


Рисунок 1.13 – Расчетное сечение перекрытия

Плита однопролетная с пролётом 3 м шарнирно опертая с анкерровкой профилированного листа по опорам (рисунок 1.14).

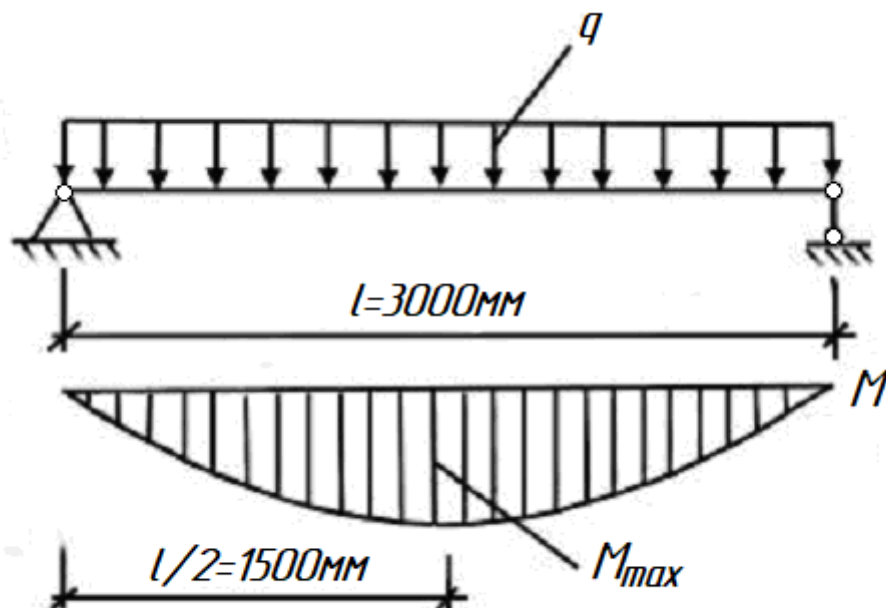


Рисунок 1.14 — Расчетная схема перекрытия

а) Расчет на стадии возведения.

Несущая способность профлиста в пролете M_{ult}^1 определялась, исходя из условия

$$M_{ult}^1 = R_n \cdot W_{x1} . \quad (1.18)$$

Предельный изгибающий момент профилированного листа в пролете составляет $M_{ult}^1 = 6,27 \text{ кНм}$.

Прогиб перекрытия определялся с использованием формулы 1.5. q^n в формуле для определения прогиба выразим через создаваемый ею предельный изгибающий момент:

$$q^n = \frac{8 M}{l^2} . \quad (1.19)$$

Прогиб конструкции в режиме нагружения развивался согласно данным таблицы 1.2.

Таблица 1.2 – Зависимость прогиба от величины изгибающего момента

Момент от прилагаемой нагрузки, кНм	Прогиб в середине пролета, см
0,5	0,2
1	0,4
1,5	0,59
2	0,79
2,5	0,99
3	1,19
3,5	1,38
4	1,58
4,5	1,78
5	1,98
5,5	2,17
6	2,37
6,27	2,48

б) Расчет на стадии эксплуатации

Зададимся тремя классами бетона: В15, В30 и В60. Для этих трех классов бетона рассчитаем несущую способность расчетного сечения при различных значениях площади стержневой арматуры. Ряд значений ограничим моментом, когда при дальнейшем увеличении армирования относительная высота сжатой зоны будет превышать свое предельное значение.

Процент армирования μ находим по формуле 1.20:

$$\mu = \frac{A_n + A_{s0}}{A_0} \cdot 100\% . \quad (1.20)$$

Результаты вычислений сведем в таблицу 1.3.

Таблица 1.3 – Несущая способность конструкции при различных классах бетона в зависимости от процента армирования.

Армирование		Несущая способность, кНм		
$A_{s0}, \text{см}^2$	$\mu, \%$	М В15	М В30	М В60
0	1,69	9,57	10,48	10,92
0,755	1,82	10,69	11,89	12,48
1,341	1,92	11,5	12,96	13,67
2,093	2,05	12,47	14,3	15,19
2,25	2,07	12,66	14,57	15,5
2,26	2,07	11,32	14,58	15,5
3,016	2,2	12,63	15,89	17,02
3,5	2,28	13,46	16,69	17,96
4,104	2,39	14,5	17,68	19,13
5,11	2,56	16,23	19,26	21,05
6,032	2,71	-	20,64	22,78
7,121	2,9	-	22,19	24,77
8,21	3,08	-	23,66	26,73
9,46	3,29	-	25,25	28,91
9,54	3,306	-	25,34	29,05
9,55	3,306	-	27,7	29,07
10,73	3,51	-	29,73	31,08
12,15	3,75	-	32,18	33,42
13,57	3,99	-	-	35,7
16	4,4	-	-	39,41
21	5,92	-	-	46,37

Тем же образом определяем несущую способность плиты при трех вариантах армирования:

- когда стержневая арматура отсутствует, и лишь профилированный настил площадью $A_n = 10 \text{ см}^2$ воспринимает растягивающие усилия ($\mu=1,69\%$);

- при $\mu=2,05\%$, при котором площадь стержневой арматуры на 1 метр ширины перекрытия $A_{s0}=2,093 \text{ см}^2$;

- при $\mu=2,56\%$, при котором площадь стержневой арматуры на 1 метр ширины перекрытия $A_{s0}=5,11 \text{ см}^2$;

Результаты сведем в таблицу 1.4.

Таблица 1.4 – Несущая способность конструкции при разном армировании в зависимости от класса бетона

Класс бетона	Расчетное сопротивление сжатию R_b , МПа	Несущая способность, кНм		
		$\mu=1,69\%$	$\mu=2,05\%$	$\mu=2,56\%$
B15	8,5	9,57	12,47	16,23
B20	11,5	10,04	13,43	17,58
B25	14,5	10,32	13,98	18,62
B30	17	10,48	14,3	19,26
B35	19,5	10,59	14,53	19,73
B40	22	10,68	14,71	20,1
B45	25	10,77	14,88	20,44
B50	27,5	10,82	15	20,67
B55	30	10,87	15,09	20,86
B60	33	10,92	15,19	21,05

Таким образом, расчет конструкции по существующей методике дает конкретное значение максимального усилия, которое может воспринимать заданное сечение.

В целях дальнейшего сравнения разрабатываемого в настоящей диссертационной работе метода расчета сталежелезобетонных плит с существующим методом расчета пронаблюдаем развитие прогиба конструкции при постепенном нарастании прилагаемой нагрузки. Для этого по формулам (1.13) – (1.17) рассчитаем величины прогибов плиты при неизменном классе бетона B20 и трех вариантах армирования: $\mu=1,69\%$ - без стержневого армирования, $\mu=2,05\%$, $\mu=2,9\%$ - армирование, при котором относительная высота сжатой зоны близка к своему граничному значению. Нагружение будем производить до исчерпания несущей способности. Результаты представим в виде таблицы 1.5.

Таблица 1.5 – Прогиб плиты при разных вариантах армирования

Момент от прилагаемой нагрузки, кНм	Прогиб плиты при различном армировании, см		
	$\mu=1,69\%$	$\mu=2,05\%$	$\mu=2,9\%$
1	0,31	0,27	0,20
2	0,63	0,53	0,40
3	0,94	0,80	0,60
4	1,25	1,06	0,80
5	1,57	1,33	1,00
6	1,88	1,60	1,20
7	2,19	1,86	1,40
8	2,50	2,13	1,60
9	2,82	2,39	1,80
10	3,13	2,66	2,00
10,04	3,13	2,66	2,00
11	-	2,93	2,20
12	-	3,19	2,40
13	-	3,46	2,60
13,43	-	3,57	2,69
14	-	-	2,80
15	-	-	3,01
16	-	-	3,21
17	-	-	3,41
18	-	-	3,61
19	-	-	3,81
20	-	-	4,01
21,04	-	-	4,21

Выводы по главе 1

1. В главе 1 была детально изучена конструкция монолитного железобетонного перекрытия по стальному профилированному листу, проведен обзор учебной, справочной и научной литературы по теме исследования.

2. Разработана конструкция перекрытия для дальнейших расчетов, определены параметры её составляющих.

3. Были проведены расчеты принятой конструкции согласно существующей методике, базирующейся на расчете по предельным состояниям первой и второй групп.

Глава 2 Расчет перекрытия с применением деформационной модели

2.1 Деформационная модель. Понятие, виды и применение

Деформационная модель в расчете железобетонных конструкций впервые в России был включен в Свод правил СП 52-101-2003 «Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры». Актуализированная версия этого нормативного документа сохраняет правомерность применения метода расчета конструкций по деформационной модели, что обеспечивает соблюдение технического регламента о безопасности зданий и сооружений [19].

Методика расчета железобетонных конструкций является популярной и эффективной, поскольку позволяет с единых позиций проверять требования первой и второй групп предельных состояний, дает возможность оценивать состояние существующих элементов и обладает высокой адаптируемостью к программированию алгоритма вычислений.

Деформационные модели, описываемые в нормативной документации, условно можно разделить на основные и расчетные:

– основные (криволинейные) отражают напряженно-деформированное состояние материала максимально приближенно к реальной работе (пример – рисунок 2.1). Кривая состоит из множества точек, полученных в результате экспериментальных исследований.

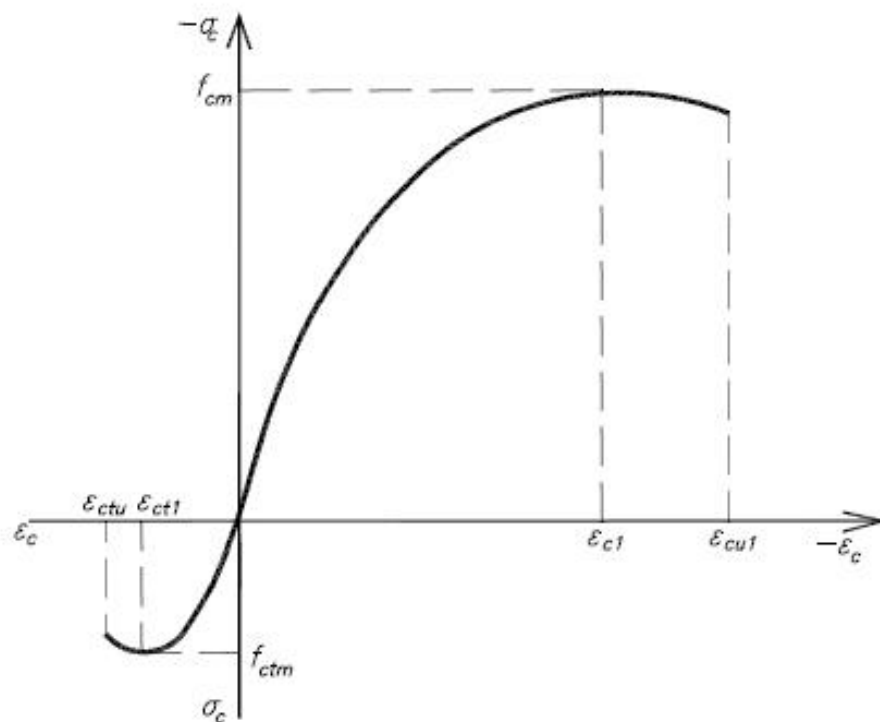


Рисунок 2.1 – Криволинейная диаграмма состояния бетона.

– расчетные диаграммы (линейные) используются для упрощения вычислений (рисунок 2.2 и 2.3).

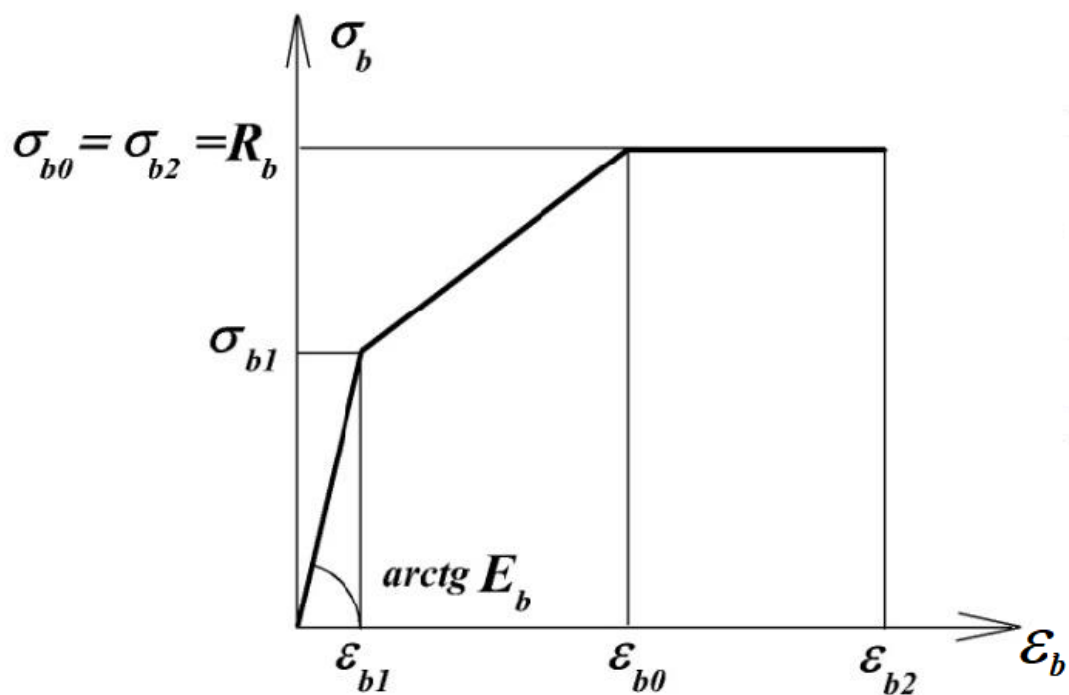


Рисунок 2.2 – Трехлинейная диаграмма деформирования бетона

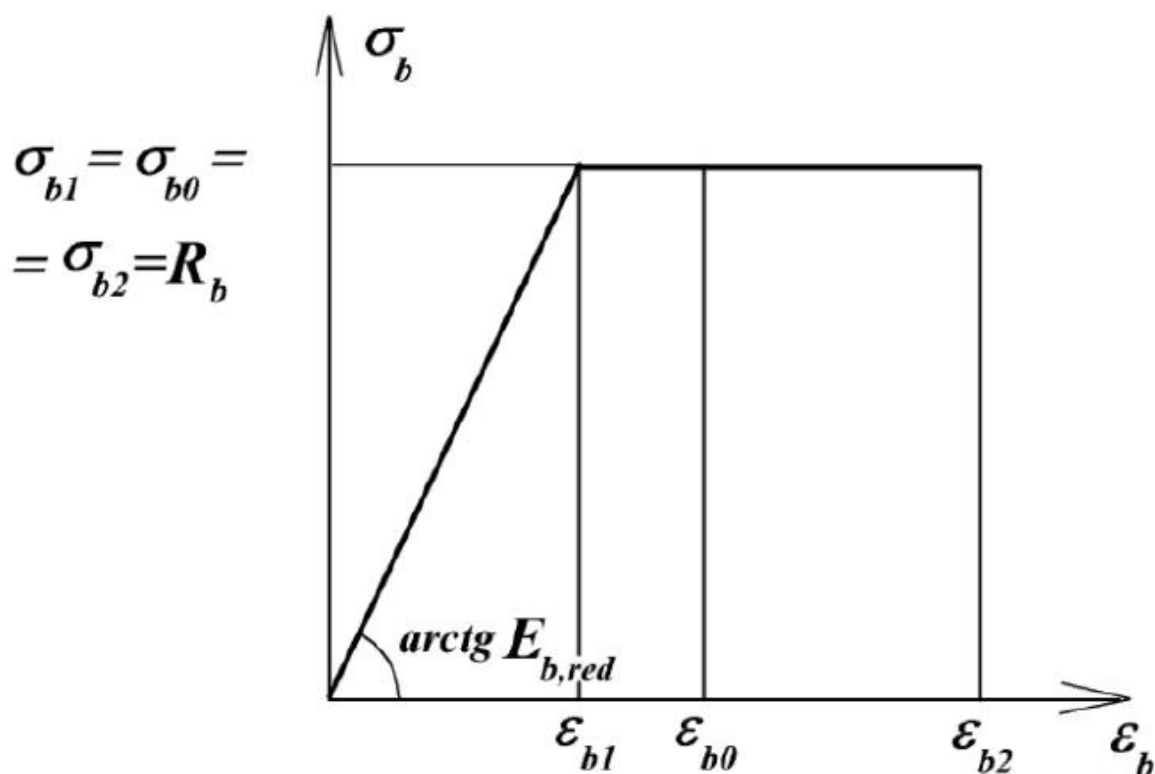


Рисунок 2.3 – Двухлинейная диаграмма деформирования материалов

На приведенных графиках на горизонтальной оси отмечаются значения относительных деформаций материала ϵ , по вертикали отмечают соответствующие деформациям внутренние напряжения σ .

В зависимости от физико-механических свойств материалов, при построении и описании моделей деформирования применяются теория упругости, теория пластичности и теория ползучести.

Методика расчета по деформационной модели базируется на уравнениях равновесия в сечении элементов, гипотезе плоских сечений, которая гласит, что сечение, плоское и нормальное к оси элемента после приложения нагрузки и деформации остается также плоским и нормальным к его оси, а также на связях между осевыми напряжениями и относительными деформациями материалов, выраженных в виде заданных непрерывных или дискретных функций.

В основу деформационной модели положен принцип разложения нормального сечения конструкции на множество участков. По утвержденным

в нормативном документе [13] законам деформирования материалов конструкции для каждого участка можно получить характер распределения деформаций и напряжений по нормальному сечению железобетонного элемента.

Расчет сечений, перпендикулярных к продольной оси, производят из условия:

$$\varepsilon_{max} \leq \varepsilon_{ult} , \quad (2.1)$$

где ε_{max} – относительная деформация в нормальном сечении элемента от воздействия внешней нагрузки;

ε_{ult} – предельное значение относительной деформации материала, принимаемое согласно выбранной диаграмме по указаниям [12].

При расчете руководствуются следующими положениями:

1. Напряженно-деформированное состояние в сечении, перпендикулярном к продольной оси конструкции, описывается уравнениями равновесия:

$$M_x = \sum_i \sigma_{bi} A_{bi} Z_{bxi} + \sum_j \sigma_{sj} A_{sj} Z_{sxj} , \quad (2.2)$$

$$0 = \sum_i \sigma_{bi} A_{bi} + \sum_j \sigma_{sj} A_{sj} , \quad (2.3)$$

где σ_{bi} , σ_{sj} – напряжения в центре тяжести $i(j)$ -того участка сечения;

A_{bi} , A_{sj} – площади $i(j)$ -того участка сечения, мм^2 ;

Z_{bxi} , Z_{sxj} – координаты $i(j)$ -того участка сечения относительно горизонтальной оси, мм.

2. Гипотеза плоских сечений задает линейный закон распределения относительных деформаций материалов по высоте сечения:

$$\varepsilon_{bi} = \varepsilon_0 + \frac{1}{r_x} Z_{bxi}; \quad \varepsilon_{sj} = \varepsilon_0 + \frac{1}{r_x} Z_{sxj} , \quad (2.4)$$

где ε_0 – относительные деформации на уровне начальной оси;

$\frac{1}{r_x}$ – кривизна продольной оси в плоскости действия изгибающего момента M_x , 1/мм.

3. Переход от относительных деформаций материалов к их напряжениям выполняется на основании выбранных для расчета диаграмм деформирования материалов:

$$\sigma_{bi} = E_b \cdot \nu_{bi} \cdot \varepsilon_{bi}; \quad \sigma_{sj} = E_s \cdot \nu_{sj} \cdot \varepsilon_{sj}, \quad (2.5)$$

где E_b, E_s – начальный модуль упругости материала, МПа;

ν_{bi}, ν_{sj} – коэффициенты упругопластических деформаций материала на $i(j)$ -том участке сечения.

4. Для рассчитываемого элемента связь внутренних напряжений с деформациями устанавливается следующими выражениями:

$$M = D_{11} \frac{1}{r} + D_{12} \varepsilon_0, \quad (2.6)$$

$$0 = D_{21} \frac{1}{r} + D_{22} \varepsilon_0, \quad (2.7)$$

где D_{ij} – жесткостные характеристики рассматриваемого сечения элемента (здесь $i, j = 1, 2$), определяемые по формулам:

$$D_{11} = \sum_i A_{bi} \cdot z_{bxi}^2 \cdot E_b \cdot \nu_{bi} + \sum_j A_{sj} \cdot z_{sxj}^2 \cdot E_s \cdot \nu_{sj}, \quad (2.8)$$

$$D_{12} = D_{21} = \sum_i A_{bi} \cdot z_{bxi} \cdot E_b \cdot \nu_{bi} + \sum_j A_{sj} \cdot z_{sxj} \cdot E_s \cdot \nu_{sj}, \quad (2.9)$$

$$D_{22} = \sum_i A_{bi} \cdot E_b \cdot \nu_{bi} + \sum_j A_{sj} \cdot E_s \cdot \nu_{sj}, \quad (2.10)$$

Деформационная модель, не смотря на свою универсальность, не имеет четкого алгоритма реализации. Наиболее оптимальным и популярным является выполнение расчета методом последовательного приближения конечного результата:

- при первой итерации при вычислении жесткостных параметров D_{ij} коэффициенты упругости изначально принимаются равными единицам, что означает «вход» в уравнения с начальными модулями упругости материалов;

- результатом вычислений на первой итерации является значение кривизны и относительных деформаций материалов на i -том участке сечения в первом приближении. Также при помощи найденных значений по зависимости 2.5 уточняются коэффициенты упругости;

- далее следует повторение расчета. «Заходим» в уравнение с уточненным модулем упругости. Также отличием может являться выключение из расчета участков бетона, оказавшихся в растянутой зоне в случаях когда это предусматривается положениями к расчету;

- далее цикл расчетов повторяется до тех пор, пока разница между значениями деформаций в смежных итерациях не будет соответствовать заданной точности.

При нагрузках, не превышающих предельные, стабилизация относительных деформаций и кривизны происходит уже на первых нескольких итерациях. В этом случае разница между относительными деформациями на i -том участке сечения в смежных итерациях стремится к нулю, происходит стабилизация значений.

При нагрузках, превышающих несущую способность конструкции ярко выраженной стабилизации деформаций не происходит, наблюдается их рост.

2.2 Алгоритм расчёта перекрытия по деформационной модели

2.2.1 Разработка алгоритма расчета и его представление в виде блок-схемы

В целях упрощения вычислений при разработке метода расчета будем применять двухлинейные диаграммы деформирования бетона и стали.

Согласно СП 63.13330-2012 «Бетонные и железобетонные конструкции» и принятой конструкции сталежелезобетонной плиты принимаем следующие относительные деформации:

1. Бетон.

При двухлинейной диаграмме при классах бетона В15-В60 $\varepsilon_{b2}=0,0035$; $\varepsilon_{b1} = \varepsilon_{b1,red}=0,0015$ (рисунок 2.4).

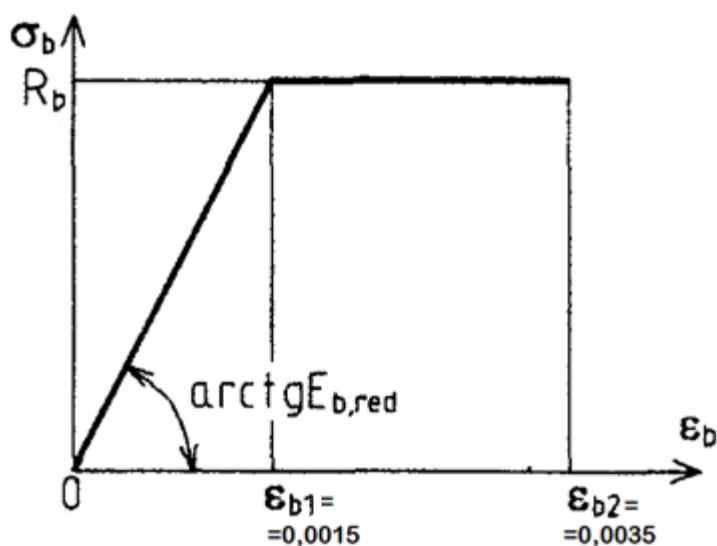


Рисунок 2.4 – Двухлинейная расчетная диаграмма деформирования бетона

2. Сталь профилированного настила

ε_{n2} для стали принимают равным 0,0025; ε_{n0} для стали с физическим пределом текучести определяется по выражению

$$\varepsilon_{n0} = \frac{R_n}{E_n} . \quad (2.11)$$

Однако, эта формула для расчета относительной деформации арматурной стали. Расчетное сопротивление стали профилированного

настила в расчетах сталежелезобетонных плит согласно [13] следует принимать с коэффициентом условий работы, зависящим от формы рифов. Коэффициент условий работы учитывает возможное проскальзывание материалов на границе бетон – сталь профнастила. Для принятой марки настила с зигзагообразной выштамповкой $\gamma_n=0,8$. Таким образом, имеем:

$$\varepsilon_{n0} = \frac{\gamma_n R_n}{E_n} . \quad (2.12)$$

$$\varepsilon_{n0} = 0,8 \cdot 220 / 206000 = 0,00085; \text{ (рисунок 2.5)}$$

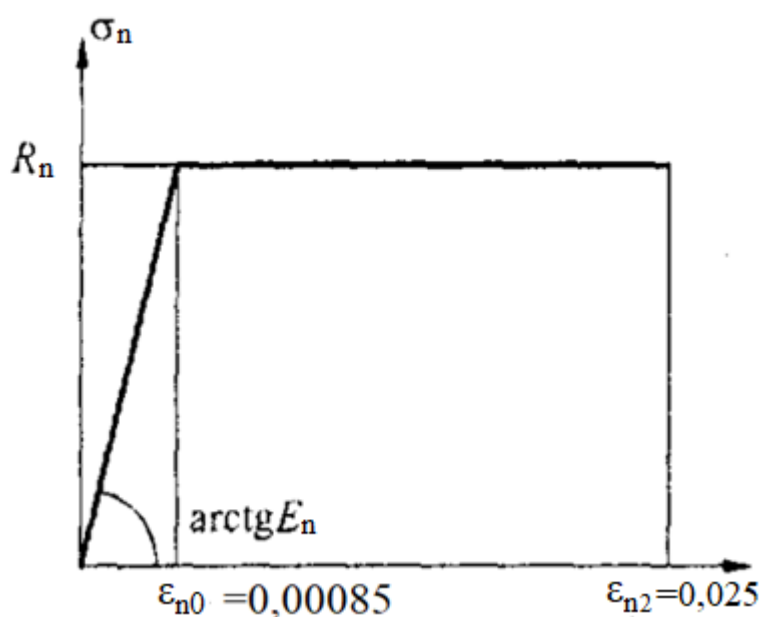


Рисунок 2.5 - Двухлинейная расчетная диаграмма деформирования стали профилированного листа.

3. Сталь арматурных стержней.

ε_{s2} принимают равным 0,0025;

ε_{s0} для стали с физическим пределом текучести определяется по выражению 2.11 и равна $\varepsilon_{s0}=0,00175$ (рисунок 2.6).

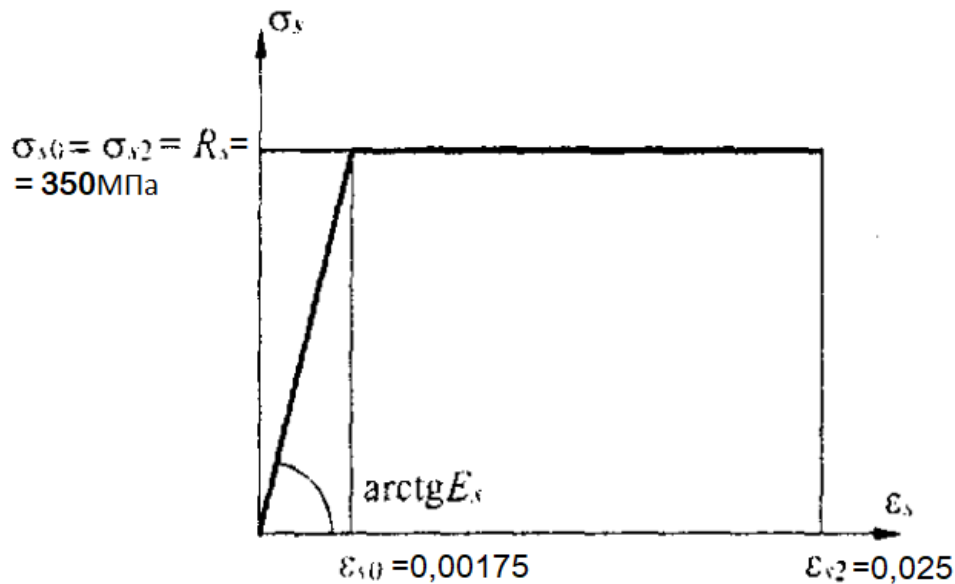


Рисунок 2.6 - Двухлинейная расчетная диаграмма деформирования стали стержней.

Адаптируя формулы 2.2-2.10 для расчета конструкций, отличных от классических железобетонных элементов, состоящих из бетона и арматуры, необходимо учитывать наличие отдельным слагаемым стали профлиста. Соответственно, имеем уравнения равновесия в сечении сталежелезобетонного перекрытия

$$M_x = \sum_i \sigma_{bi} A_{bi} Z_{bxi} + \sum_j \sigma_{sj} A_{sj} Z_{sxj} + \sum_k \sigma_{nk} A_{nk} Z_{nzk} , \quad (2.13)$$

$$0 = \sum_i \sigma_{bi} A_{bi} + \sum_j \sigma_{sj} A_{sj} + \sum_k \sigma_{nk} A_{nk} . \quad (2.14)$$

Распределение относительных деформаций материалов по высоте сечения элемента

$$\varepsilon_{nk} = \varepsilon_0 + \frac{1}{r_x} Z_{nzk} . \quad (2.15)$$

Зависимость, связывающая деформации стали профилированного настила с напряжениями в нем

$$\sigma_{nk} = E_n \cdot \nu_{nk} \cdot \varepsilon_{nk} . \quad (2.16)$$

Жесткостные характеристики, входящие в состав уравнений (2.6) и (2.7) принимают вид

$$D_{11} = \sum_i A_{bi} \cdot z_{bxi}^2 \cdot E_b \cdot \nu_{bi} + \sum_j A_{sj} \cdot z_{sxj}^2 \cdot E_s \cdot \nu_{sj} +$$

$$+ {}_k A_{nk} \cdot z_{nxk}^2 \cdot E_n \cdot \nu_{nk} , \quad (2.17)$$

$$D_{12} = D_{21} = {}_i A_{bi} \cdot z_{bxi} \cdot E_b \cdot \nu_{bi} + {}_j A_{sj} \cdot z_{sxj} \cdot E_s \cdot \nu_{sj} + \\ + {}_k A_{nk} \cdot z_{nxk} \cdot E_n \cdot \nu_{nk} , \quad (2.18)$$

$$D_{22} = {}_i A_{bi} \cdot E_b \cdot \nu_{bi} + {}_j A_{sj} \cdot E_s \cdot \nu_{sj} + {}_k A_{nk} \cdot E_n \cdot \nu_{nk} . \quad (2.19)$$

Наиболее наглядно принцип расчета конструкций итерационным методом показан на блок-схеме, разработанной Тошиным Д.С. в [15] (рисунок 2.7).

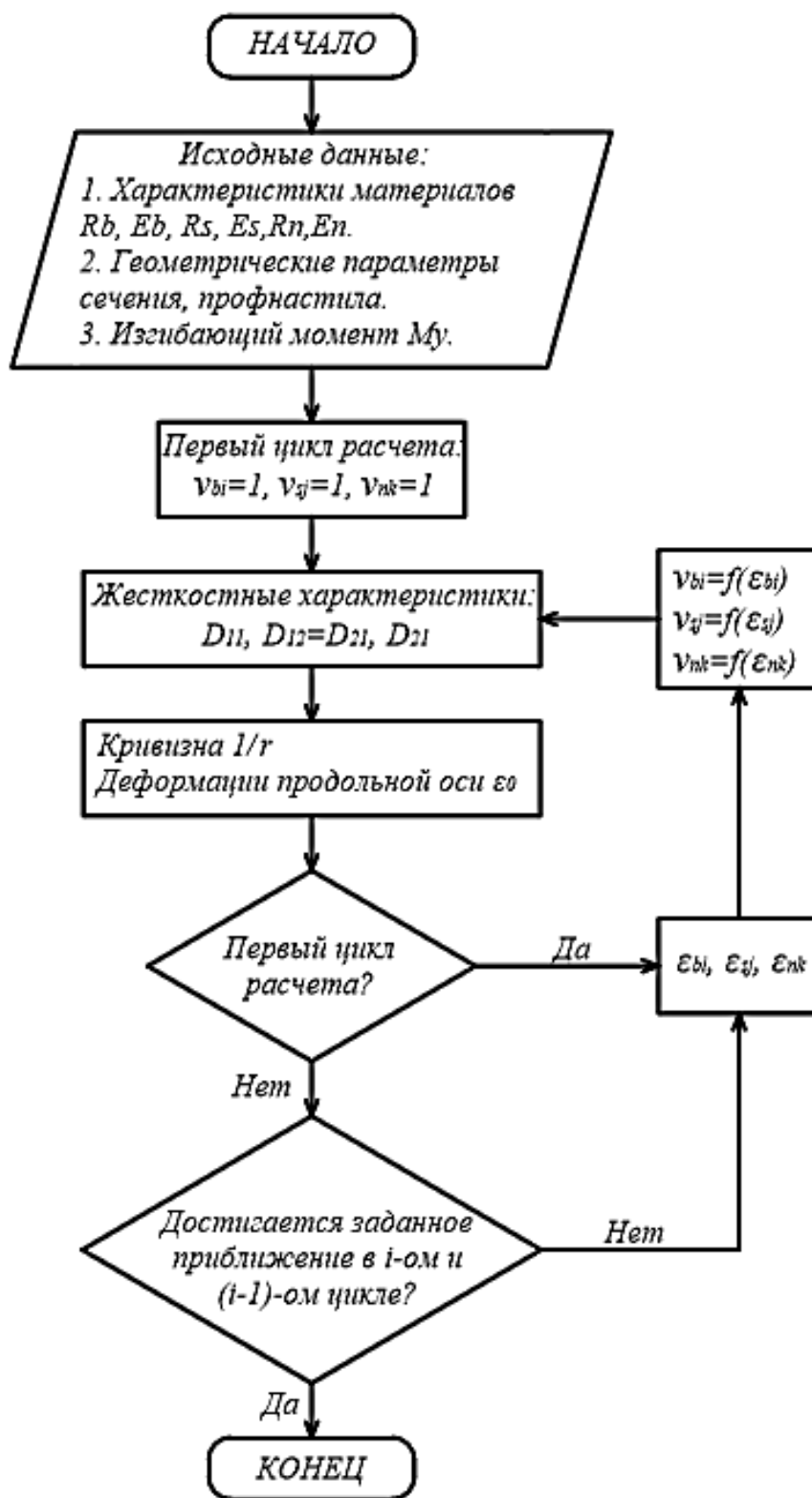


Рисунок 2.7 – Блок-схема реализации расчета сталежелезобетонного перекрытия с применением деформационной модели

Для возможности сравнения с результатами, полученными при расчете по предельным состояниям, необходимо исходя из полученных результатов вычислений определить величину прогиба. Воспользуемся формулой 1.13,

подставив значение кривизны, полученное при расчете по деформационной модели.

2.2.2 Расчет перекрытия по деформационной модели

В качестве платформы для осуществления расчетов будем использовать программу Microsoft Excel, поскольку наличие в ней большого количества внутренних формул позволяет значительно упростить расчеты.

Принимаем все те же параметры перекрытия, что и при расчете по предельным состояниям.

Для расчетов разбиваем сечение на отдельные участки:

- бетон на уровне полки на полосы высотой 5мм, на уровне гофров – на трапеции аналогичной высоты;
- профлист разделяем на верхнюю полку, нижнюю полку, и полосы по 5 мм высотой (в проекции на вертикальную ось);
- арматурные стержни включаем в расчет отдельными позициями.

Схематичное изображение разбиения сечения представлено на рисунке 2.8.

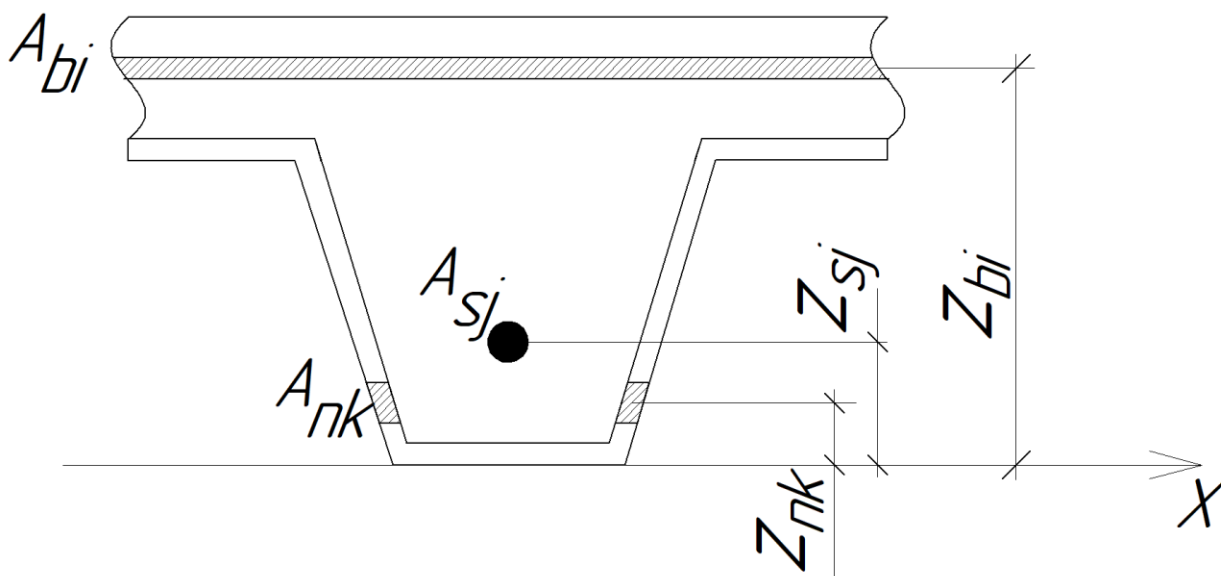


Рисунок 2.8 – Схема разбиения сечения для расчета по деформационной модели

Опыт расчетов показал, что 20 итераций – необходимое и достаточное количество для выявления наличия или отсутствия стабилизации

деформаций в сечении элемента. Такое количество приближений дает возможность отследить состояние конструкции после нагружения и в случае стабилизации деформаций с достаточной точностью установить их значение.

На примере данных таблицы 2.1, являющейся ответом на заданную в алгоритме программы нагрузку, можем наблюдать вышеописанную стабилизацию деформаций. Она же является свидетельством того, что при заданном нагружении прочность сечения обеспечивается.

Установившееся на восьмой итерации значение прогиба конструкции принимается окончательным и входит в состав аналитических данных, которые дает расчет по деформационной модели.

Таблица 2.1 – Стабилизация деформаций при итерационном подходе

№ итерации	Деформации на нижней полке	Разница между значениями, %	Кривизна, $1/\text{см} \cdot 10^{-5}$	Прогиб, см
1	0,000847	-	-0,0000164	1,533
2	0,001093	22,50	-0,0000194	1,816
3	0,001179	7,26	-0,0000205	1,922
4	0,001209	2,49	-0,0000209	1,959
5	0,001219	0,86	-0,0000210	1,972
6	0,001223	0,30	-0,0000211	1,976
7	0,001224	0,11	-0,0000211	1,978
8	0,001225	0,04	-0,0000211	1,979
9	0,001225	0,01	-0,0000211	1,979
10	0,001225	0,00	-0,0000211	1,979
11	0,001225	0,00	-0,0000211	1,979
12	0,001225	0,00	-0,0000211	1,979
13	0,001225	0,00	-0,0000211	1,979
14	0,001225	0,00	-0,0000211	1,979
15	0,001225	0,00	-0,0000211	1,979
16	0,001225	0,00	-0,0000211	1,979
17	0,001225	0,00	-0,0000211	1,979
18	0,001225	0,00	-0,0000211	1,979
19	0,001225	0,00	-0,0000211	1,979
20	0,001225	0,00	-0,0000211	1,979

2. Стадия возведения.

Составляем тело расчета в программе MS Excel.

Для всех значений, определяемых по вышеизложенным формулам, произведена автоматизация расчетов. Найденное значение коэффициента упругости в первой итерации (таблица 2.2) автоматически копируется в столбец «входящих» коэффициентов упругости в последующей итерации (таблица 2.3), и вычисления в ней повторяются с уточненными значениями коэффициентов. С ходом дальнейших итераций цикл повторяется. Значения полей «Комментарий» зависит от значений найденных относительных деформаций и отображает стадию работы материала.

Таблица 2.2 – Пример первой итерации при расчете на стадии возведения

		Zi	Ai	Ei	vi	ε0	v	Комментарий
Верхняя полка профлиста		74,6	392,53	206000	1	-0,00089	1	
Боковая грань гофры	1	71,7	44	206000	1	-0,00081	1	
	2	66,7	44	206000	1	-0,00067	1	
	3	61,7	44	206000	1	-0,00053	1	
	4	56,7	44	206000	1	-0,00039	1	
	5	51,7	44	206000	1	-0,00025	1	
	6	46,7	44	206000	1	-0,00011	1	
	7	41,7	44	206000	1	0,00003	1	
	8	36,7	44	206000	1	0,00017	1	
	9	31,7	44	206000	1	0,00031	1	
	10	26,7	44	206000	1	0,00045	1	
	11	21,7	44	206000	1	0,00059	1	
	12	16,7	44	206000	1	0,00073	1	
	13	11,7	44	206000	1	0,00087	1	
	14	6,7	44	206000	1	0,00101	1	
	15	2,5	29,92	206000	1	0,00113	0,757	Изменение E _y
Нижняя полка профлиста		0,4	213,33	206000	1	0,00119	0,72	Изменение E _y

Таблица 2.3 - Пример последней итерации при расчете на стадии возведения

		Z_i	A_i	E_i	ν_i	ϵ_0	ν	Комментарий
Верхняя полка профлиста		74,6	392,53	206000	0,49	-0,0019	-0,451	Изменение E_b
Боковая грань гофры	1	71,7	44	206000	0,551	-0,00169	-0,506	Изменение E_b
	2	66,7	44	206000	0,701	-0,00133	-0,643	Изменение E_b
	3	61,7	44	206000	1	-0,00097	1	
	4	56,7	44	206000	1	-0,00061	1	
	5	51,7	44	206000	1	-0,00025	1	
	6	46,7	44	206000	1	0,0001	1	
	7	41,7	44	206000	1	0,00046	1	
	8	36,7	44	206000	1	0,00082	1	
	9	31,7	44	206000	0,776	0,00118	0,724	Изменение E_b
	10	26,7	44	206000	0,597	0,00154	0,556	Изменение E_b
	11	21,7	44	206000	0,484	0,0019	0,451	Изменение E_b
	12	16,7	44	206000	0,408	0,00225	0,379	Изменение E_b
	13	11,7	44	206000	0,352	0,00261	0,327	Изменение E_b
	14	6,7	44	206000	0,31	0,00297	0,288	Изменение E_b
	15	2,5	29,92	206000	0,281	0,00327	0,261	Изменение E_b
Нижняя полка профлиста		0,4	213,33	206000	0,269	0,00342	0,25	Изменение E_b

Применяя разработанный алгоритм, повторим расчеты перекрытия из п. 1.3 при идентичных исходных параметрах перекрытия.

Начинаем расчет с задания начального изгибающего момента, равного 0,5 кНм, наблюдаем за развитием прогиба при возрастании нагрузки до того момента, когда стабилизации деформаций не будет происходить. В процессе увеличения нагрузки наблюдаем за деформациями участков профилированного настила. Результаты расчетов заносим в таблицу 2.4, аналогичную таблице 1.2.

Таблица 2.4 – Зависимость прогиба плиты на стадии возведения от уровня нагружения

Момент от нагрузки, кНм	Прогиб, см	Примечание
0,50	0,21	
1,00	0,42	
1,50	0,63	
2,00	0,84	
2,50	1,05	
3,00	1,26	
3,50	1,46	
4,00	1,67	
4,50	1,88	
5,00	2,09	
5,50	2,30	
5,64	2,36	Достигнут предел текучести нижней полки
5,70	3,16	Выключение из работы наклонных стенок гофров
5,80	3,43	
5,90	3,59	
6,00	3,92	
6,10	4,23	
6,20	4,53	Достигнут предел текучести верхней полки

На основании таблицы 2.4 В целях визуализации полученных результатов построим график – рисунок 2.9.

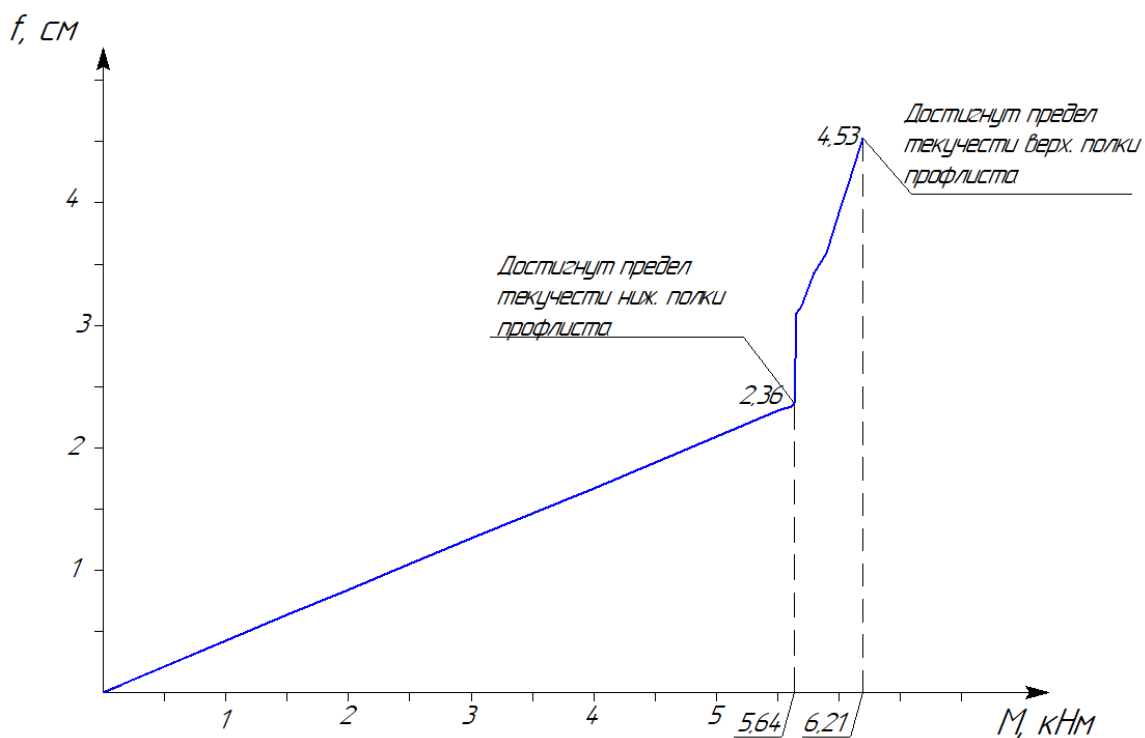


Рисунок 2.9 – График зависимости прогиба от уровня нагружения

Мы можем видеть 2 стадии работы профилированного настила:

- В начале стальной настил работает полным сечением в упругой фазе, деформации развиваются почти линейно. Стабилизация прогибов конструкции происходит уже на первых трех итерациях, разница между относительными деформациями крайнего растянутого волокна $\Delta \epsilon$ равна нулю.

- При достижении сталью нижней полки профилированного настила предела текучести происходит скачок деформаций. При больших значениях изгибающего момента $\Delta \epsilon$ с течением итераций уменьшается, но к нулевому значению не приходит, что дает повод сомневаться в достоверности значений прогибов.

Логично установить значение предельного изгибающего момента в точке достижения деформаций ϵ_{n0} сталью нижней полки настила и в расчетах плиты на стадии возведения отталкиваться от неё.

3. Стадия эксплуатации

Для расчета перекрытия на стадии эксплуатации будем использовать отдельный от предыдущих расчетов лист в программе MS Excel. К телу расчета прибавляются строки с добавленными материалами – бетоном и арматурными стержнями.

Таблица 2.5 – Пример последней итерации при расчете плиты на стадии эксплуатации

	№	Zi	Ai	vi	ε	v	Комментарий
1	2	3	4	5	6	7	8
Бетон	1	103	5000	1,00	-0,00059	1,00	
	2	97,5	5000	1,00	-0,00047	1,00	
	3	92,5	5000	1,00	-0,00036	1,00	
	4	87,5	5000	1,00	-0,00024	1,00	
	5	82,5	5000	1,00	-0,00013	1,00	
	6	77,5	5000	1,00	-0,00001	1,00	
	7	72,5	2506,22	0,00	0,00011	0,00	
	8	67,5	2425,34	0,00	0,00022	0,00	
	9	62,5	2344,46	0,00	0,00034	0,00	
	10	57,5	2263,58	0,00	0,00045	0,00	
	11	52,5	2182,7	0,00	0,00057	0,00	
	12	47,5	2101,82	0,00	0,00069	0,00	
	13	42,5	2020,94	0,00	0,0008	0,00	
	14	37,5	1940,06	0,00	0,00092	0,00	
	15	32,5	1859,18	0,00	0,00104	0,00	
	16	27,5	1778,3	0,00	0,00115	0,00	
	17	22,5	1697,42	0,00	0,00127	0,00	
	18	17,5	1616,547	0,00	0,00138	0,00	
	19	12,5	1535,66	0,00	0,0015	0,00	
	20	7,5	1454,78	0,00	0,00162	0,00	Разрушение
	21	2,5	1373,84	0,00	0,00173	0,00	Разрушение
	Стержни	25,8	2,093	1,00	0,00119	1,00	
	Верхняя полка профлиста	74,6	392,53	1,00	0,00006	1,00	
Боковая грань гофры	1	71,7	44	1,00	0,00013	1,00	
	2	66,7	44	1,00	0,00024	1,00	
	3	61,7	44	1,00	0,00036	1,00	
	4	56,7	44	1,00	0,00047	1,00	
	5	51,7	44	1,00	0,00059	1,00	
	6	46,7	44	1,00	0,00071	1,00	
	7	41,7	44	1,00	0,00082	1,00	
	8	36,7	44	0,91	0,00094	0,91	Изменение Eп
	9	31,7	44	0,81	0,00105	0,81	Изменение Eп

Продолжение таблицы 2.5

1	2	3	4	5	6	7	8
	10	26,7	44	0,73	0,00117	0,73	Изменение Eп
	11	21,7	44	0,66	0,00129	0,66	Изменение Eп
	12	16,7	44	0,61	0,0014	0,61	Изменение Eп
	13	11,7	44	0,56	0,00152	0,56	Изменение Eп
	14	6,7	44	0,52	0,00163	0,52	Изменение Eп
	15	2,5	29,92	0,49	0,00173	0,49	Изменение Eп
Нижняя полка профлиста		0,4	213,33	0,48	0,00178	0,48	Изменение Eп

Для соблюдения положений о невключении в расчет растянутого бетона задаем алгоритм, согласно которому при деформациях бетона, имеющих положительный знак, коэффициент упругости принимался равным нулю. Таким образом, в последующих итерациях растянутый бетон не включался в расчет жесткостных характеристик.

При автоматизации ответов в столбце 8 в зависимости от значения найденных деформаций в столбце 6 можно выделить «эпюру» состояния всех составляющих сечения.

Повторим расчеты из п. 1.3 для стадии эксплуатации при тех же переменных и постоянных параметрах для дальнейшего сравнения результатов расчета по двум методикам.

Первым расчетом при трех вариантах армирования пронаблюдаем за развитием деформаций. Результаты расчета сведены в таблицу 2.6.

Таблица 2.6 - Несущая способность конструкции при различных классах бетона в зависимости от процента армирования

Момент от прилагаемой нагрузки, кНм	Прогиб плиты при различном армировании, см		
	$\mu=1,69\%$	$\mu=2,05\%$	$\mu=2,56\%$
1	2	3	4
1	0,18	0,16	0,14
2	0,37	0,33	0,27
3	0,55	0,49	0,41
4	0,73	0,65	0,54
5	0,91	0,81	0,68
6	1,10	0,98	0,81
7	1,32	1,14	0,95

Продолжение таблицы 2.6

1	2	3	4
8	1,78	1,31	1,08
9	2,65	1,58	1,22
10	4,30	1,92	1,35
10,47	-	-	1,42
10,64	5,67	-	-
11	-	2,32	1,51
12	-	2,76	1,69
13	-	3,24	1,89
13,79	-	3,63	-
14	-	-	2,10
15	-	-	2,31
16	-	-	2,53
17	-	-	2,75
18	-	-	2,98
19	-	-	3,20
19,82	-	-	3,39
20	-	-	3,44
21	-	-	3,71
22	-	-	3,99
23	-	-	4,30
23,61	-	-	4,50

Для наглядности на основании данных таблицы построим графики зависимостей прогиба плиты от прилагаемой нагрузки.

На рисунке 2.9 рассмотрим наиболее применимый вариант конструкции с коэффициентом армирования 2,05% (столбец 3).

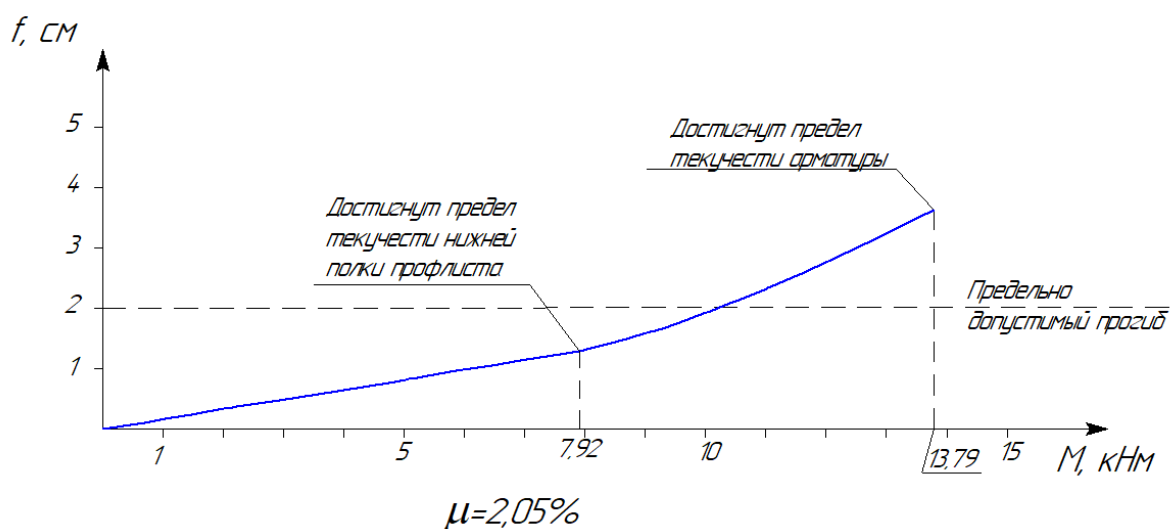


Рисунок 2.9 – График зависимости прогиба плиты от прилагаемой нагрузки для коэффициента армирования $\mu=2,05\%$.

При данной конструкции площадь арматурных стержней составляет $2,093 \text{ см}^2$ на 1 метр ширины плиты, что также является 17% от всего количества растянутой стали.

Расчет по деформационной модели наглядно демонстрирует работу составляющих сечения и позволяет выделить 2 стадии:

- работа перекрытия полным сечением, все материалы работают упруго. Характер изменения графика близок к линейному. Стабилизация кривизны с течением итераций ярко выражена, разница относительных деформаций между 19 и 20 итерациями не прослеживается;

- по достижении стальной нижней полки профлиста предела текучести мы можем видеть точку перегиба, после прохождения которой деформации нарастают более стремительно, постепенно выключаются из работы также наклонные стенки профлиста, менее выраженной стала линейность графика. Стабилизация кривизны с течением деформаций четко прослеживается, однако разница между относительными деформациями на крайнем растянутом волокне в 19 и 20 итерациях не равна нулю.

По достижении арматурными стержнями предела текучести стабилизация деформаций не происходит, определить прогиб конструкции не представляется возможным. Логично предположить, что при схожих

конструкциях плиты достижение гибкой арматурой предела текучести является якорем при определении наибольшего момента, которое может воспринимать сечение.

Следующий график (рисунок 2.10) отображает развитие прогибов плиты при $\mu=2,9\%$, при котором площадь арматурных стержней равна $7,121 \text{ см}^2$ на 1 метр ширины перекрытия, что составляет 42% от общего количества рабочей стали в сечении. Данное армирование при расчете сечения по предельным состояниям дает значение относительной высоты сжатой зоны, примерно равное своему предельному значению.

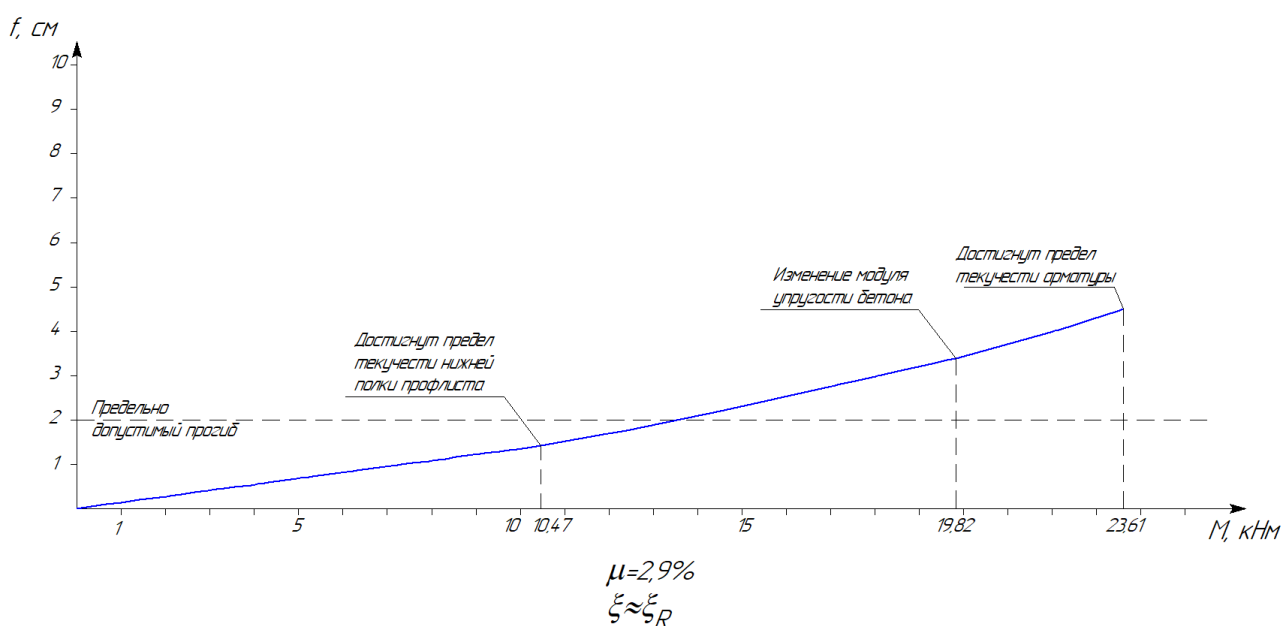


Рисунок 2.10 - График зависимости прогиба плиты от прилагаемой нагрузки для коэффициента армирования $\mu=2,9\%$

График наглядно показывает насколько изменился характер развития деформаций:

- при достижении предела текучести стальной нижней полки профнастила точка перегиба стала менее выражена;

- наблюдается три стадии развития деформаций взамен двух: крайнее сжатое волокно бетона достигло предела упругости раньше, чем арматурные стержни, что в свою очередь повлияло на скорость развития дальнейших деформаций;

- график стал более пологим, что говорит о большей жесткости всей конструкции.

Стабилизация деформаций на всех стадиях нагружения данной конструкции была ярко выражена, для достижения окончательного значения деформаций на крайнем растянутом волокне требовалось не более 6 итераций. Как только стержневая арматура достигла предела текучести, деформации резко увеличились в несколько раз и продолжали развиваться с течением итераций, их стабилизации или уменьшения разницы между относительными деформациями не происходило.

Аналогично предыдущим, построим график развития деформаций для сечения, в котором арматурные стержни отсутствуют (рисунок 2.11).

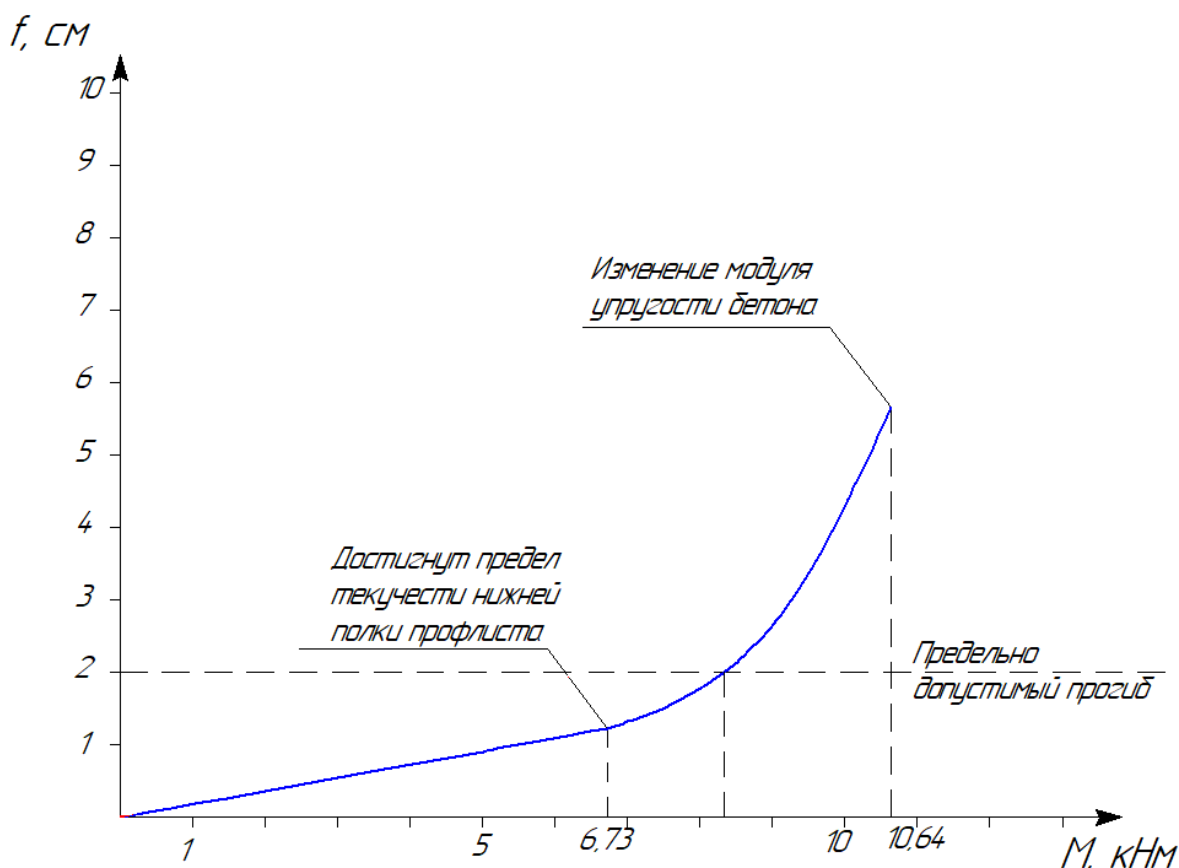


Рисунок 2.11 - График зависимости прогиба плиты от прилагаемой нагрузки для коэффициента армирования $\mu=1,69\%$

Отличительной особенностью этого графика является отсутствие ярко выраженной точки перегиба, которая в предыдущих расчетах являлась

якорем определения наибольшего воспринимаемого сечением изгибающего момента.

Достижение стальной нижней полки профлиста предела текучести является «первым звончком» к исчерпанию несущей способности, однако при последующем нагружении стабилизация деформаций все также явно прослеживалась на первых нескольких итерациях, что свидетельствовало о работоспособности конструкции.

При дальнейшем увеличении изгибающего момента предела текучести достигали наклонные стенки гофров, разница между относительными деформациями на крайнем растянутом волокне плиты постепенно увеличивались. При изгибающем моменте 10 кНм разница $\Delta\varepsilon$ составила 0,64%.

Было принято решение за момент исчерпания несущей способности в плитах без стержневой арматуры брать значение, при котором прогиб составлял 2 см, т.е. являлся предельно допустимым при данном пролете 3м. Обоснованием принятого решения послужило также значение $\Delta\varepsilon=0,01\%$, при котором с большой вероятностью значение прогиба плиты на двадцатой итерации было достоверным.

Используя вышеизложенные положения, применим разработанный алгоритм и воспроизведем расчеты несущей способности сталежелезобетонной плиты при нескольких вариантах конструкции из п. 1.3 при идентичных исходных данных.

Результаты расчета сведем в таблицы 2.7-2.8.

Таблица 2.7 – Несущая способность плиты в зависимости от коэффициента армирования при трех отличных классах бетона

Армирование		Несущая способность, кНм		
A_{s0} , см ²	μ , %	М В15	М В30	М В60
0	1,69	7,86	8,91	9,84
0,755	1,82	10,62	11,52	12,32
1,341	1,92	11,81	12,77	13,64
2,093	2,05	13,32	14,38	15,35
3,016	2,2	15,09	16,35	17,44
3,5	2,28	16,01	17,38	18,54
4,104	2,39	17,11	18,16	19,87
5,11	2,56	18,9	20,8	22,09
6,032	2,71	-	22,75	24,13
7,121	2,9	-	25,02	26,53
8,21	3,08	-	27,19	28,93
9,46	3,29	-	29,64	31,66
10,73	3,51	-	32,03	34,42
12,15	3,75	-	34,59	37,52
13,57	3,99	-	-	40,61
16	4,4	-	-	45,85
21	5,92	-	-	55,9

Ограничение ряда значений происходило по достижении относительной величиной сжатой зоны своего предельного значения.

Таблица 2.8 – Несущая способность плиты в зависимости от класса бетона при трех отличных видах армирования

Класс бетона	Расчетное сопротивление сжатию R_b , МПа	Несущая способность, кНм		
		$\mu=1,69$ %	$\mu=2,05$ %	$\mu=2,56$ %
В15	8,5	7,86	13,32	18,9
В20	11,5	8,32	13,79	19,87
В25	14,5	8,68	14,14	20,48
В30	17	8,91	14,38	20,8
В35	19,5	9,11	14,59	21,06
В40	22	9,29	14,77	21,31
В45	25	9,48	14,97	21,56
В50	27,5	9,6	15,11	21,74
В55	30	9,72	15,22	21,91
В60	33	9,84	15,35	22,09

Выводы по главе 2

1. Во второй главе магистерской диссертации приведена информация о понятии деформационной модели. Были изучены разновидности диаграмм деформирования материалов и методы их описания.

2. На основании нормативной документации расчет конструкций по диаграммам деформирования материалов был адаптирован под исследуемую конструкцию сталежелезобетонного перекрытия. Были сформулированы основные положения и допущения к расчету перекрытий, разработан алгоритм его реализации.

3. Осуществлен расчет заданного перекрытия согласно разработанному алгоритму. Проведена первичная обработка результатов расчета.

Глава 3 Сравнительный анализ

Обработка результатов и оценка сходимости

Таким образом, мы рассчитали заданную конструкцию по двум методикам. Обобщив результаты, мы можем построить графики обоих расчетов на одной оси координат и наглядно сравнить результаты.

Рассмотрим стадию возведения, когда несущим элементом является только лишь профилированный настил. Дополним график зависимости прогиба от прилагаемой нагрузки при расчете по деформационной модели значениями с расчета по предельным усилиям (рисунок 3.1) при идентичных исходных параметрах сечения.

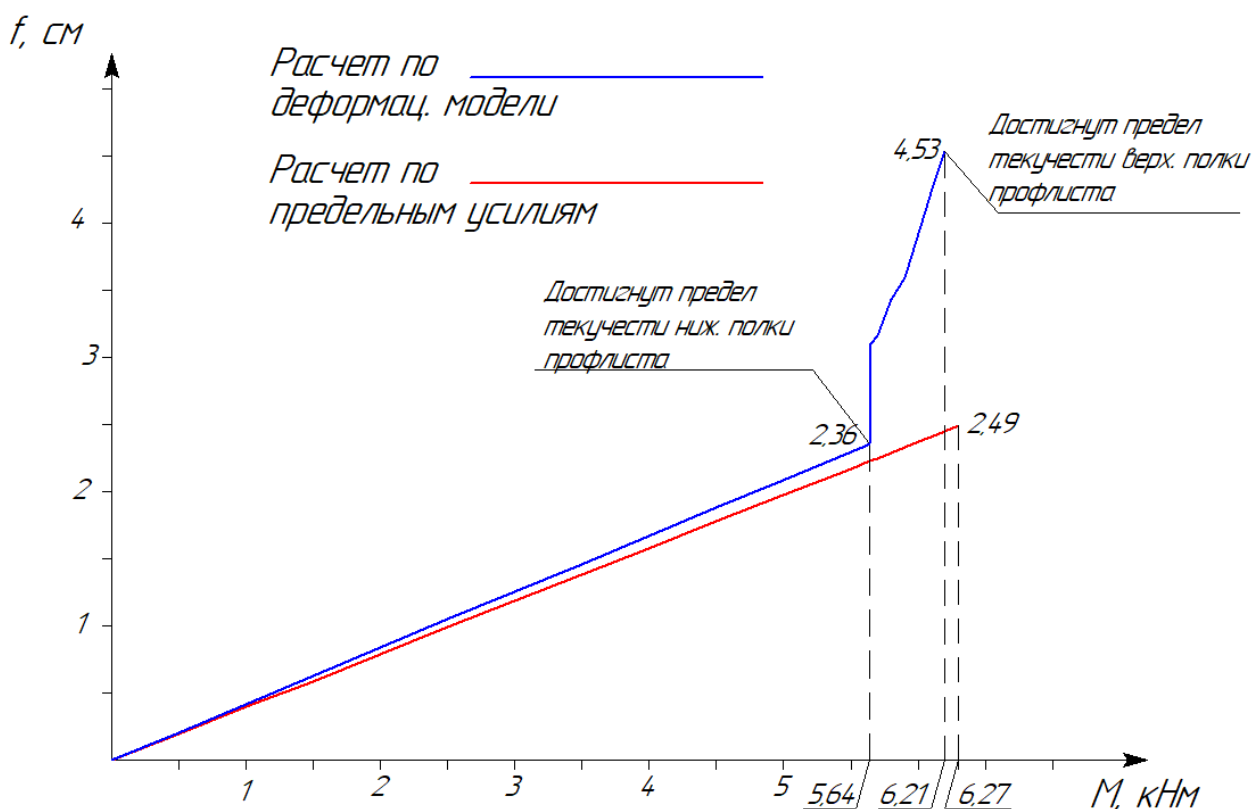


Рисунок 3.1 - График зависимости прогиба перекрытия от прилагаемой нагрузки на стадии возведения

Оба графика демонстрируют линейность зависимости деформаций от напряжений и близость значений:

- значения максимального изгибаемого момента отличаются на величину $\Delta M=10\%$;

- значения прогиба при достижении максимального изгибающего момента различаются на величину $\Delta f = 5,2\%$.

Расчет по предельным состояниям предполагает линейную зависимость прогиба конструкции от воспринимаемой нагрузки вплоть до исчерпания несущей способности, в то время как график, отображающий расчет по деформационной модели, дает больше информации о работе конструкции. Мы можем видеть начало и завершение процесса исчерпания несущей способности, делать выводы о характере работы каждого выделенного участка сечения.

Рассмотрим стадию эксплуатации.

Дополним график расчета прогиба конструкции по деформационной модели (рисунок 2.9) значениями из таблицы 1.5 и сопоставим результаты (рисунок 3.2).

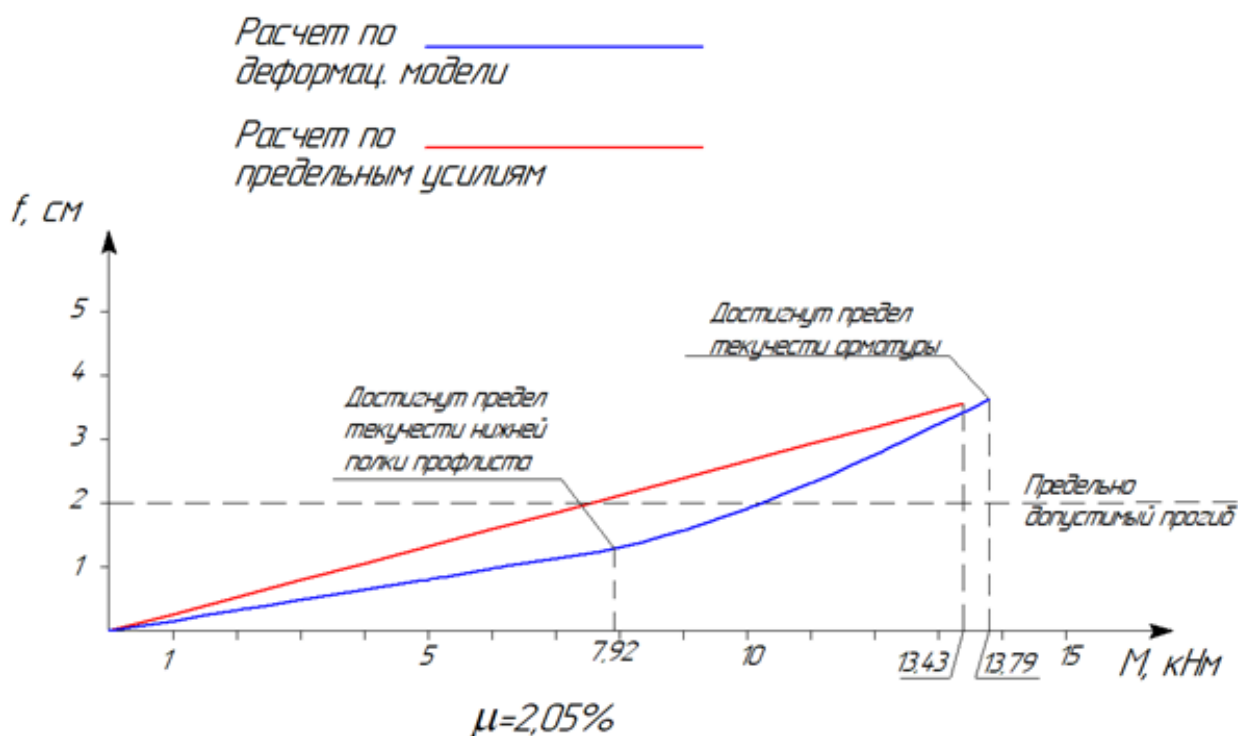


Рисунок 3.2 – График зависимости прогиба перекрытия от прикладываемой нагрузки на стадии эксплуатации

На данном графике значения предельного изгибающего момента отличаются на величину $\Delta M = 2,6\%$.

Мы видим различие в характерах нарастания деформаций и можем выделить гораздо большую информативность при расчете по деформационной модели:

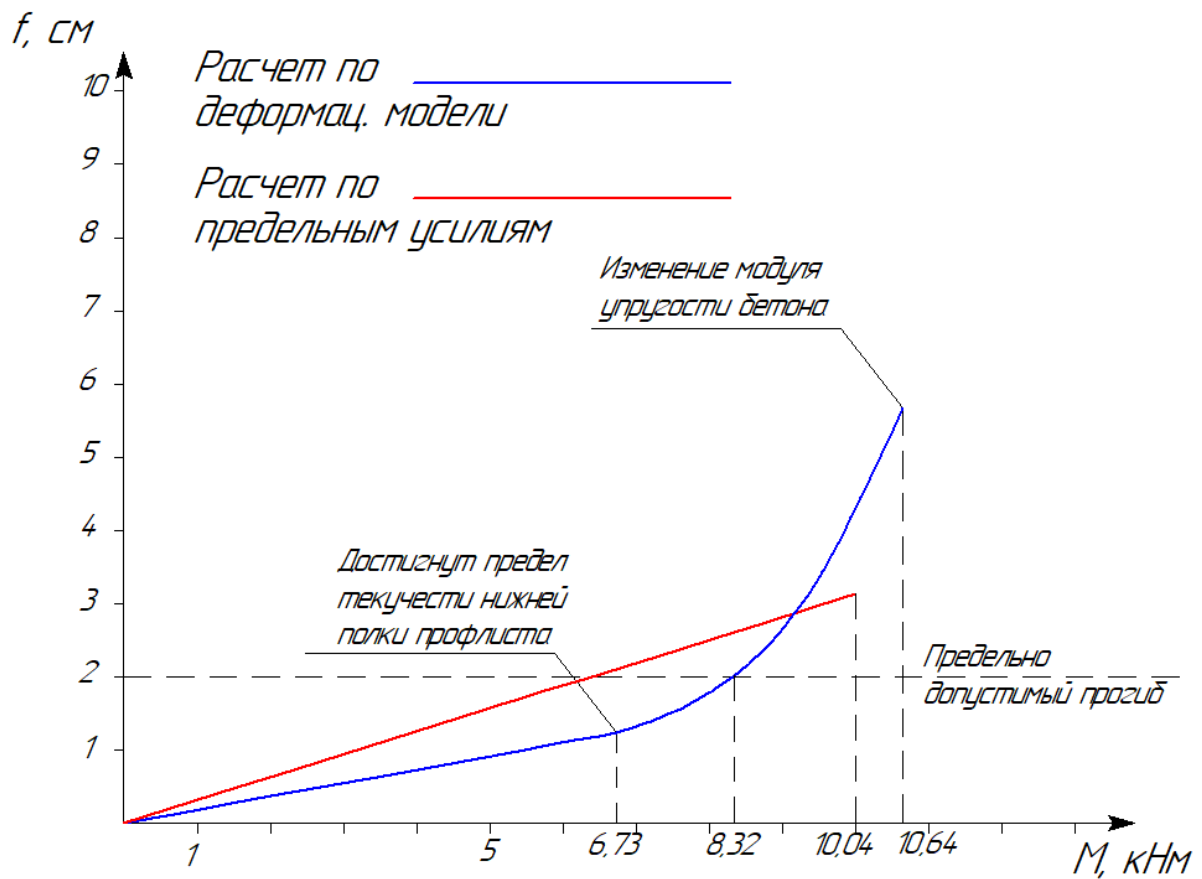
- выделение стадийности работы конструкции является преимуществом, позволяющим оценить состояние каждого составляющего элемента сечения, будь то сталь профилированного настила, арматурные стержни или бетон;

- график, построенный на основе расчета по предельным состояниям, предполагает слепое нарастание прогиба линейного характера.

Логично предположить что расчет по деформационной модели гораздо ближе отображает работу реальной конструкции.

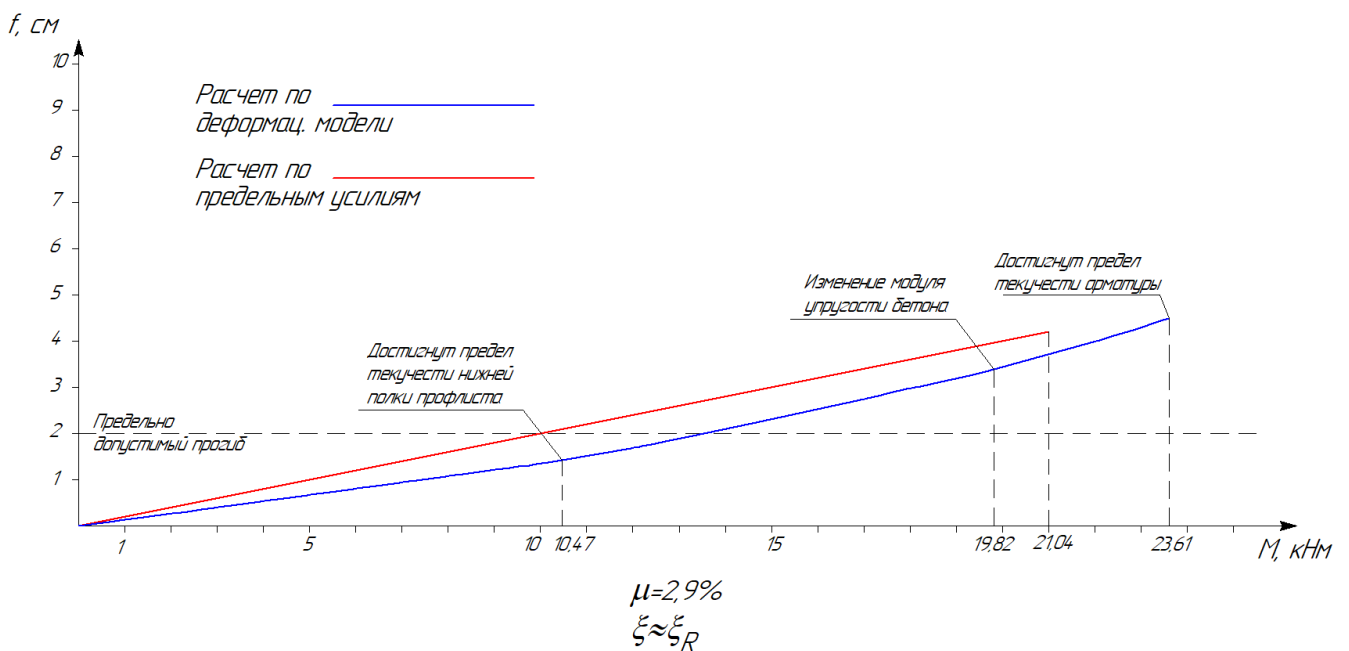
Также четко прослеживается близость результатов несущей способности при расчетах по двум методикам, что свидетельствует о справедливости применения расчета по разработанной методике.

Пронаблюдаем развитие деформаций при различных параметрах сечения: перекрытие по профлисту без арматурных стержней (рисунок 3.3), и напротив, с диаметром стержней, обеспечивающим близость сечения к переармированию, т.е. когда $\xi \approx \xi_R$ (рисунок 3.4).



$\mu = 1,69\%$
(без арматурных стержней)

Рисунок 3.3 - Графики зависимости прогиба перекрытия без стержневой арматуры от прилагаемой нагрузки на стадии эксплуатации



$\mu = 2,9\%$
 $\xi \approx \xi_R$

Рисунок 3.4 - График зависимости прогиба перекрытия с максимальным армированием от прилагаемой нагрузки

Сведем все полученные данные из таблиц 1.5 и 2.3 в один график (рисунок 3.5).

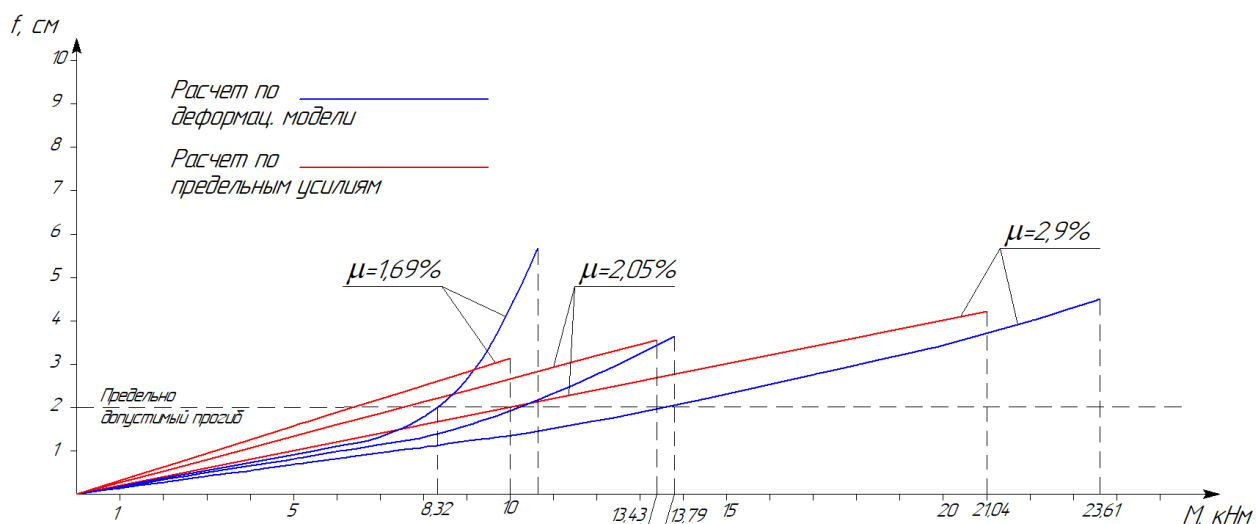


Рисунок 3.5 – Сводный график зависимости прогиба от прилагаемой нагрузки

По результатам можно выделить несколько отличительных особенностей расчета по деформационной модели и по существующей методике рекомендаций:

- расчеты по двум методикам при одинаковых параметрах показывают четко прослеживаемую сходимость результатов;
- расчет по деформационной модели позволяет увидеть стадии работы перекрытия и исчерпание несущей способности каждого составляющего сечения;
- расчет по деформационной модели отображает изменения в характере нарастания деформаций в зависимости от процента армирования, что позволяет понять как работает сечение и принять решение о наиболее эффективной конструкции перекрытия.

Рассмотрим как влияет на конечную несущую способность процент армирования перекрытия. Для этого на основании данных таблиц 1.3 и 2.4 построим график, отображающий результаты расчетов по двум методикам для трех разных классов бетона (рисунок 3.6).

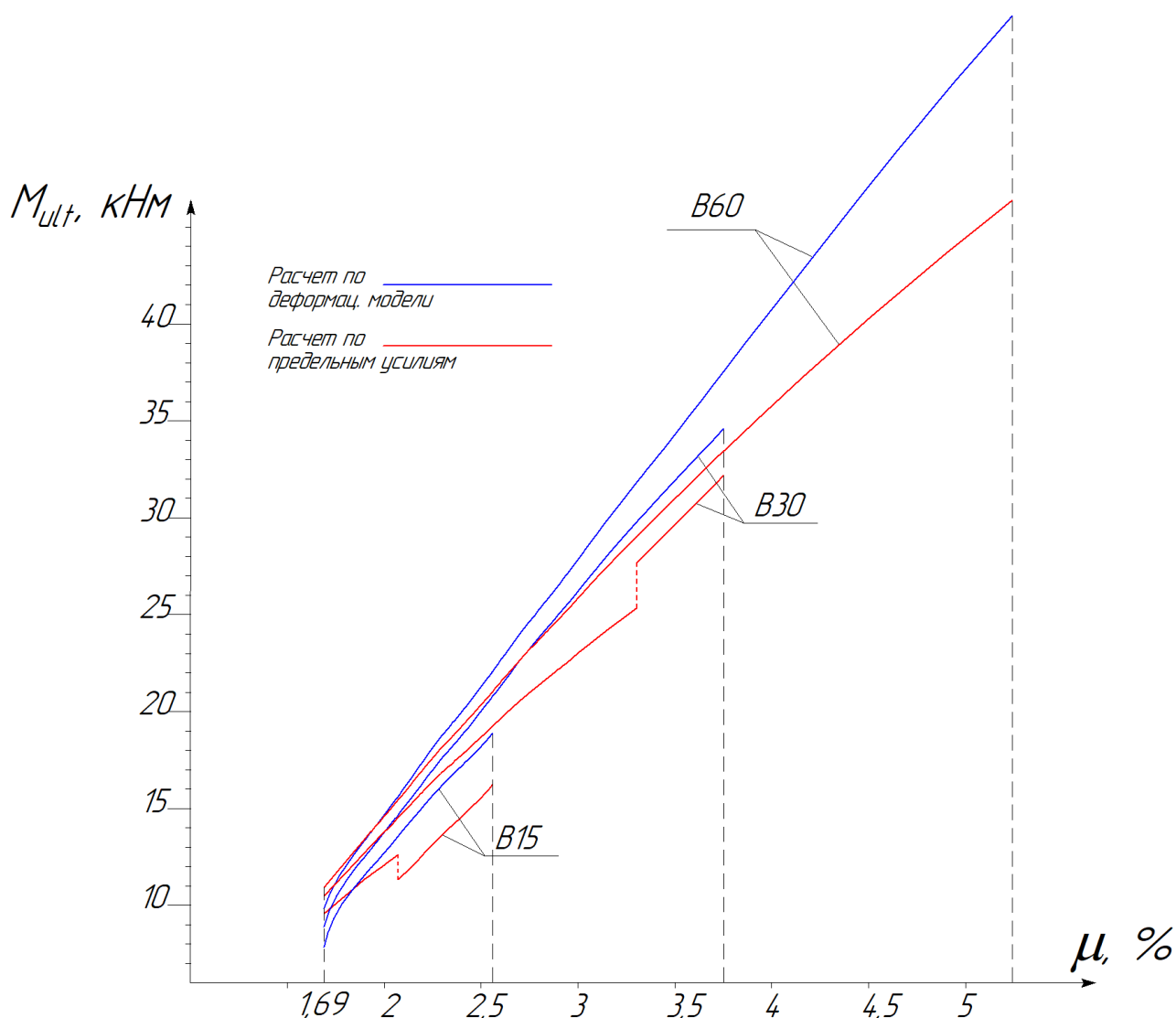


Рисунок 3.6 – График зависимости несущей способности от процента армирования

На этом графике представлена зависимость величины предельного изгибающего момента от процента армирования перекрытия при трех классах бетона. Скачки на красных графиках расчета по методике деформаций показывают момент, когда нейтральная ось сечения пересекает верхнюю полку профлиста и предельный изгибающий момент определяется по случаю №2. Графики обрываются, когда дальнейшее увеличение армирования невозможно по причине превышения относительной высоты сжатой зоны своего предельного значения.

Сходимость результатов следующая:

При классе бетона B15 величина ΔM составляет от 0 до 14,1%;

при классе бетона В30 ΔM составляет от 0 до 14,8%;

при классе бетона В60 ΔM составляет от 0 до 17%.

Характер нарастания прочности при расчетах по двум методикам различен:

- при расчете по деформационной модели скачки, характерные для метода-аппонента, отсутствуют,

- для расчета по деформационной модели характерно нелинейное нарастание прочности при сечении с малым содержанием стержневой арматуры.

Аналогичный график построим на основании данных таблиц 1.4 и 2.5, отображающий зависимости несущей способности от расчетного сопротивления бетона (рисунок 3.7).

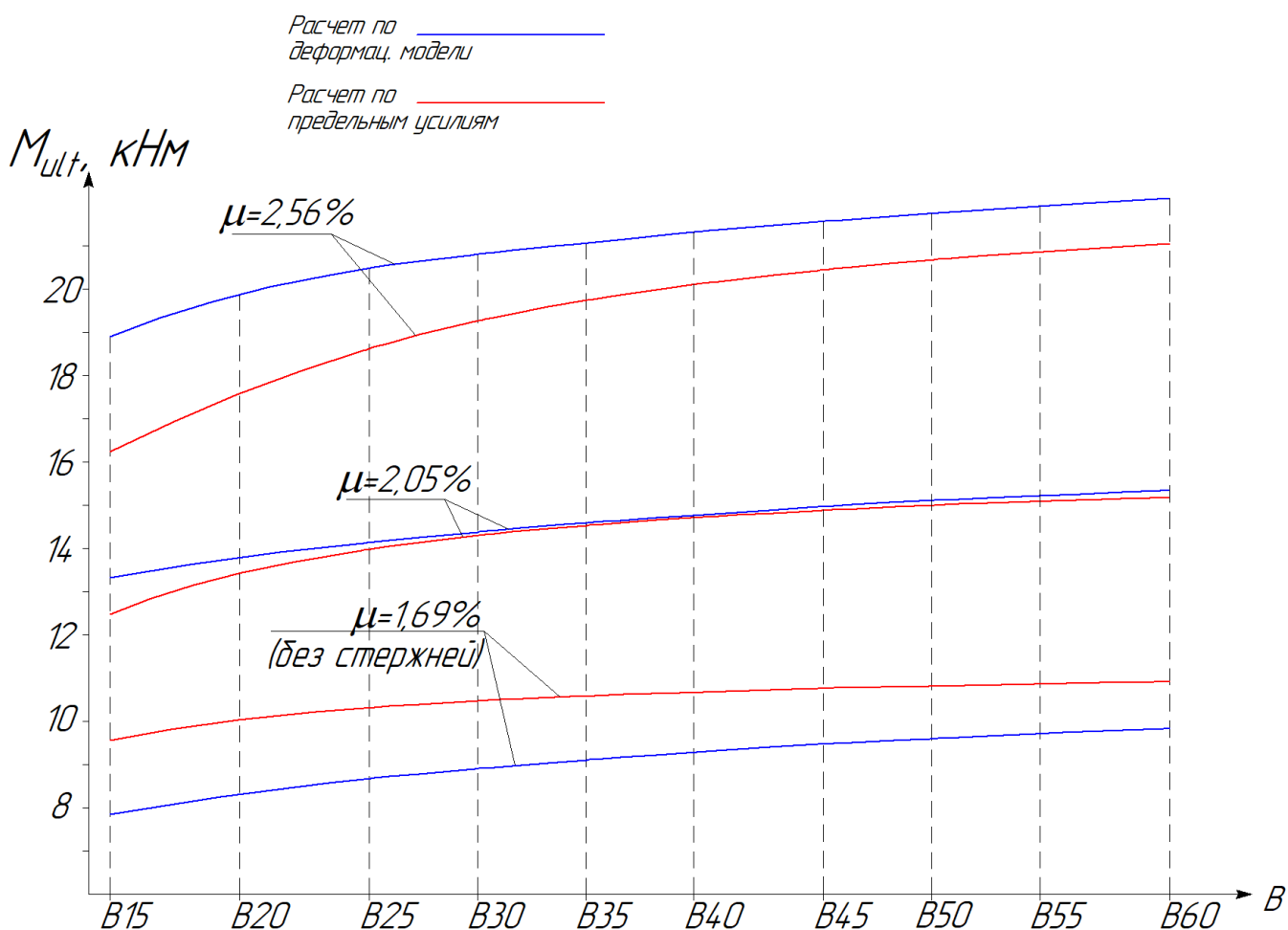


Рисунок 3.7 - Зависимость несущей способности от класса бетона

График построен для трех процентов армирования: $\mu=1,69$, $\mu=2,05$ и $\mu=2,56$.

Сходимость результатов следующая:

- при $\mu=1,69$ величина ΔM составляет от 9 до 17%;
- при $\mu=2,05$ величина ΔM составляет от 1 до 6,4%;
- при $\mu=2,56$ величина ΔM составляет от 4,7 до 14%;

Характер нарастания прочности при увеличении класса бетона по обоим расчетам имеет схожесть: оба расчета показывают более крутую линию при низких значениях класса бетона и показывают снижение значимости повышения класса бетона в дальнейшем.

Мы видим сопоставимость результатов при расчетах по двум методикам, и, наблюдая за графиками, можем прийти к одним и тем же выводам:

- увеличение класса бетона не даёт такого же эффективного увеличения несущей способности как увеличение процента армирования;
- включение в работу железобетонного перекрытия стального профилированного настила повышает эффективность конструкции и даёт положительный экономический эффект, однако представленные расчеты говорят о необходимости сохранения в сечении стержневой арматуры;

Выводы по главе 3

1. В третьей главе магистерской диссертации обобщены результаты вычислений по существующей методике расчета по предельным состояниям и разработанной методике с применением деформационной модели.
2. При помощи графиков было произведено сравнение результатов двух методик и дана высокая оценка их сходимости.
3. На основании анализа визуализированных аналитических данных выделены сходства и различия в методиках расчета сталежелезобетонных перекрытий.

4. Путем расширения ряда рассматриваемых вариантов конструкции было получено большое количество результатов, то позволило выполнять анализ сходимости, основываясь на многочисленных вычислениях.

5. Сформулированы и перечислены преимущества применения деформационной модели к расчету конструкции в сравнении с существующей методикой расчета.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

1. Разработан метод расчёта железобетонных перекрытий по стальному профилированному листу с применением деформационной модели, то есть, достигнута цель настоящей магистерской диссертации.

2. Анализ полученных данных выявил высокую сходимость результатов расчетов по двум методикам, что свидетельствует о том, что разработанная методика справедлива и может быть применена к расчетам сталежелезобетонных плит.

3. Разработанный метод расчета позволяет применить все преимущества деформационной модели при проектировании плит по стальному профилированному настилу, среди которых:

- деформационная модель дает возможность оценивать состояние каждого элемента конструкции на всех этапах её работы по мере возрастания нагрузки от нуля до разрушения;

- расчет прогибов позволяет увидеть стадии работы перекрытия и отследить влияние той или иной составляющей сечения на общую несущую способность, что позволяет делать выводы об эффективности конструкции перекрытия;

- возможность визуализации работы конструкции

- отсутствует необходимость учитывать положение нейтральной оси;

-

В целом разработанная методика расчета железобетонных перекрытий по стальному профилированному настилу расширяет возможности применения деформационной модели как универсального современного инструмента при проектировании различных конструкций. Наиболее эффективным будет внедрение разработанного алгоритма в различные программные комплексы, где весь её потенциал может использоваться для создания математических моделей конструкций и их расчетов.

СПИСОК ИСПОЛЬЗУЕМЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Металлические конструкции в 3-х т. Т.1. Элементы конструкций: учебник для строительных вузов / В.В. Горев [и др.]. – М. : Высш.шк., 2004. – 551 с.
2. Бондаренко, В.М. Железобетонные и каменные конструкции: учебник для студентов вузов по спец. «Пром. и гражд. стр-во» / В.М. Бондаренко, Д.Г. Суворкин. – М. : Высш.шк., 1987. – 384 с.
3. Гвоздев, А.А. Новое в проектировании бетонных и железобетонных конструкций / А.А. Гвоздев [и др.]. – М. : Стройиздат, 1978. – 203 с.
4. Кривцов, Ю.В. Развитие требований пожарной безопасности к огнестойкости конструкций в строительных нормах и правилах, разрабатываемых ЦНИИСК / Ю.В. Кривцов, А.К. Микеев, Д.Г. Пронин // Промышленное и гражданское строительство. – 2009. – С. 25-26.
5. ГОСТ 30403-96. Конструкции строительные. Метод определения пожарной опасности. – Введ. 1996-07-01. – М. : Изд-во стандартов, 1996. – 17 с.
6. Ерышев, В.А. Методы и средства испытаний железобетонных конструкций: учеб. пособие для вузов / В.А. Ерышев. – Тольятти: ТГУ, 2007. – 64с.
7. Карпенко, Н. И. Общие модели механики железобетона / Н.И. Карпенко. – М. : Стройиздат, 1996. – 412 с.
8. Ерышев, В.А. Метод расчета железобетонных конструкций на прочность с применением упрощенных диаграмм деформирования материалов / В.А. Ерышев // Научное обозрение. – 2016. – №4. – С. 21-25.
9. Тошин, Д. С. Поиск оптимального способа реализации итерационного приближения при расчете по деформационной модели / Д.С. Тошин, М.П. Анисимова // Научное обозрение. – 2016. – № 17. – С. 25–29.
10. Тошин, Д.С. Нелинейный расчет деформаций изгибаемых железобетонных элементов при разгрузке с применением деформационной

модели / дис. ... канд. тех. наук : 270102 / Тошин Дмитрий Сергеевич. – Тольятти, 2009. – 130 с.

11. Симбирцева, С.А. Исследование диаграммы деформирования бетона / С.А. Симбирцева // Журнал научных работ. – 2016. – №1 (27). – С. 87-94.

12. СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. – Введ. 2013-01-01. – М. : Изд-во стандартов, 2012. – 161 с.

13. СП 266.1325800.2016. Конструкции сталежелезобетонные. Правила проектирования. – Введ. 2017-07-01. – М. : Издательство стандартов, 2017. – 131 с.

14. Рекомендации по проектированию монолитных железобетонных перекрытий со стальным профилированным настилом. – М. : Стройиздат, 1987. – 45 с.

15. Тошин, Д.С. Нелинейный метод расчета перекрытий по стальному профилированному настилу / Д.С. Тошин // Научное обозрение. – 2017. – № 23. – С. 23-31.

16. Айрумян, Э.Л. Армирование монолитной железобетонной плиты перекрытия стальным профилированным настилом / Э.Л. Айрумян, И.А. Румянцева // Промышленное и гражданское строительство. – 2007. – №4. – С. 25-27.

17. СП 28.13330.2017. Защита строительных конструкций от коррозии. – Введ. 2017-08-28. – М. : Издательство стандартов, 2017. – 116 с.

18. ГОСТ 24045-2016. Профили стальные листовые гнутые с трапециевидными гофрами для строительства. Технические условия. – Введ. 2017-04-01. – М. : Стандартинформ, 2016. – 26 с.

19. Федеральный закон от 23.12.2009 №384. Технический регламент о безопасности зданий и сооружений, [Электронный ресурс]. – URL: <http://www.minstroyrf.ru/docs/1241> (дата обращения 04.01.2018).

20. Тошин, Д.С. Поиск оптимального способа реализации итерационного приближения при расчете по деформационной модели / Д.С. Тошин, М.П. Анисимова // Научное обозрение. – 2016. – № 17. С. 25-29.
21. Ерышев, В. А. Метод расчета железобетонных конструкций на прочность с применением упрощенных диаграмм деформирования материалов / В.А. Ерышев // Научное обозрение. – 2016. – № 4. – С. 21–25.
22. СТО 0047-2005. Перекрытия сталежелезобетонные с монолитной плитой по стальному профилированному настилу. Расчет и проектирование. – Введ. 2004-12-23. – М. : ЦНИИПСК им. Мельникова. 2005. – 71 с.
23. Бондаренко, В.М. Расчетные модели силового сопротивления железобетона / В.М. Бондаренко, В.И. Колчунов // – М. : Издательство АСВ, 2004. – 472 с.
24. Василькин, А. А. Информационная технология автоматизации поддержки поиска проектных решений стальных конструкций / А.А. Василькин // Промышленное и гражданское строительство. – 2016. – № 5. – С. 76–80.
25. Кольнер, В.М. Сцепление арматуры с бетоном при динамических и циклических нагрузках / В.М Кольнер // Бетон и железобетон. – 1968. – №12. – С. 18-20.
26. Panfilov, D. A. The methodology for calculating deflections of reinforced concrete beams exposed to short duration uniform loading (based on nonlinear deformation model) / D. A. Panfilov, A. A. Pischulev // Procedia Engineering. – 2014. – Vol. 91. – Pp. 188–193.
27. Huang-bin Lin. Damage Analysis and Evaluation of High Strength Concrete Frame Based on Deformation-Energy Damage Model / Huang-bin Lin, Shou-gao Tang, Cheng Lan. – Shanghai: Tongji University, 2014. –10 p.
28. ACI 318-11. Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary. – Farmington Hills: American Concrete Institute, 2011. – 509 p.
29. Strarosseck, U. Progressive collapse of structures / Strarosseck, U. – London: Thomas Telford Publishing , 2009. – 168 p.

30. Draft prEN 1992-1-2. Eurocode 2 : Design of concrete structures, Part 1: General and rules for buildings. – Brussels: Comité Européen de Normalisation, 2003. – 106 p.