

МИНИСТЕРСТВО ТРАНСПОРТА И КОММУНИКАЦИЙ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ
УЧРЕЖДЕНИЕ ОБРАЗОВАНИЯ
«БЕЛОРУССКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ УНИВЕРСИТЕТ ТРАНСПОРТА»

Кафедра строительных технологий и конструкций

Т. С. ЯКИМЧИК

ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

*Рекомендовано учебно-методическим объединением
в сфере высшего образования Республики Беларусь
по образованию в области строительства и архитектуры
в качестве пособия для студентов специальности 1-70 02 01
«Промышленное и гражданское строительство»*

Гомель 2021

УДК 624.012.35(075.8)
ББК 38.53
Я45

Рецензенты: начальник отдела менеджмента и контроля качества *Н. И. Ашурко* (ОАО «СМТ № 27»); заведующий кафедрой архитектуры и строительства д-р архитектуры, профессор *И. Г. Малков* (БелГУТ)

Якимчик, Т. С.

Я45 Железобетонные конструкции : пособие / Т. С. Якимчик ; М-во трансп. и коммуникаций Респ. Беларусь, Белорус. гос. ун-т трансп. – Гомель : БелГУТ, 2021. – 39 с.
ISBN 978-985-554-953-7

Рассмотрены основные теоретические сведения о работе железобетонных конструкций под нагрузкой, изложены методы их испытания, описаны приборы и оборудование для испытаний.

Предназначено для студентов специальности «Промышленное и гражданское строительство», может быть использовано при дипломном проектировании и в проектной практике для самостоятельного изучения и проведения контроля знаний.

УДК 624.012.35(075.8)
ББК 38.53

ISBN 978-985-554-953-7

© Якимчик Т. С., 2021
© Оформление. БелГУТ, 2021

ОГЛАВЛЕНИЕ

Введение	4
1 Техника безопасности при испытании железобетонных конструкций	4
1.1 Общие требования по охране труда.....	4
1.2 Требования по охране труда перед началом работ.....	5
1.3 Требования по охране труда при выполнении работ.....	5
1.4 Требования по охране труда по окончании работ.....	5
1.5 Требования по охране труда в аварийных ситуациях.....	6
2 Приборы и оборудование, применяемые при испытании железобетонных конструкций	6
3 Испытание балки без предварительного напряжения с разрушением по нормальному сечению	9
3.1 Теоретическая часть.....	9
3.1.1 Стадии напряженно-деформированного состояния.....	10
3.1.2 Расчет прочности сечений, нормальных к продольной оси элемента по методу предельных усилий (альтернативная модель).....	12
3.1.3 Теоретический расчет испытываемой балки.....	13
3.2 Экспериментальная часть.....	16
4 Испытание балки без предварительного напряжения с разрушением по наклонному сечению	18
4.1 Теоретическая часть.....	18
4.2 Расчет испытываемой балки.....	20
4.3 Экспериментальная часть.....	21
5 Испытание стойки на внецентренное сжатие	23
5.1 Теоретическая часть.....	23
5.2 Экспериментальная часть.....	24
5.3 Расчет испытываемой стойки.....	25
6 Анализ работы железобетонных конструкций различных типов	27
6.1 Плиты покрытий.....	27
6.2 Балки покрытий.....	30
6.3 Железобетонные фермы.....	34
Список литературы	39

ВВЕДЕНИЕ

Железобетонные и каменные конструкции являются основной базой современного индустриального наземного и подземного строительства. Они применяются при возведении промышленных, жилых и общественных зданий, инженерных сооружений, а также других объектов народного хозяйства.

Масштабность применения бетона и железобетона обусловлена их высокими физико-механическими показателями, долговечностью, хорошей сопротивляемостью температурным и влажностным воздействиям, возможностью изучения конструкций сравнительно простыми технологическими методами.

Цель данного пособия – углубление и закрепление полученных знаний о работе железобетонных конструкций под нагрузкой.

В пособии представлены основные теоретические сведения о работе железобетонных конструкций под нагрузкой, изложены методы испытания железобетонных конструкций, описаны приборы и оборудование для испытаний.

Лабораторные работы являются составной частью дисциплины «Железобетонные и каменные конструкции». Их проведение помогает лучше усвоить знания теоретического курса, способствует глубокому пониманию конструирования и испытания образцов железобетонных конструкций.

Перед началом лабораторных работ студенты должны ознакомиться с правилами техники безопасности, особенностями применяемого оборудования, их техническими параметрами и порядком пользования.

1 ТЕХНИКА БЕЗОПАСНОСТИ ПРИ ИСПЫТАНИИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

1.1 Общие требования по охране труда

К выполнению работ в учебных лабораториях допускаются лица, прошедшие инструктаж по охране труда и технике безопасности. Запись о проведении инструктажа производится в журнале установленной формы с обязательной подписью инструктируемого и лица, проводившего инструктаж.

При нахождении в учебных лабораториях кафедры и при выполнении лабораторных работ студенты обязаны соблюдать правила внутреннего трудового распорядка.

Студенты должны немедленно сообщать преподавателю о замеченных неисправностях и нарушениях правил техники безопасности и пожарной безопасности.

Студенты, выполняющие лабораторные и практические работы, должны уметь оказывать первую помощь пострадавшим.

Лица, нарушающие требования настоящих правил и требований безопасности при выполнении лабораторных работ, отстраняются от выполнения работ и привлекаются к ответственности в соответствии с правилами внутреннего распорядка университета.

1.2 Требования по охране труда перед началом работ

Перед началом выполнения лабораторных работ студенты должны ознакомиться с порядком выполнения работ и мерами безопасности.

До начала лабораторных работ студенты должны осмотреть рабочее место. Результаты осмотра и проверки состояния оборудования и приборов доложить преподавателю.

С рабочего места должны быть убраны все ненужные и лишние предметы. Рабочее место должно быть удобно для обслуживания, проходы вокруг него должны быть свободными.

Приборы необходимо располагать так, чтобы было удобно выполнять необходимые переключения и производить наблюдения.

1.3 Требования по охране труда при выполнении работ

На занятиях следует выполнять только ту работу, которая предусмотрена учебной программой.

Включение приборов и экспериментальных установок производится после проверки преподавателем правильности сборки и подключения их к сети. Переключатели приборов при измерениях должны находиться в положениях, соответствующих режимам измерений.

Не допускается производить переключения, не предусмотренные порядком выполнения работ, в приборах, находящихся под напряжением.

Не допускается проходить к рабочим местам, где выполняются другие работы, ходить по лаборатории и оставлять без наблюдения свое рабочее место.

Не допускается выполнять лабораторные работы по одному студенту.

1.4 Требования по охране труда по окончании работ

По окончании лабораторных работ необходимо отключить приборы и лабораторное оборудование от электрической сети.

После окончания работы необходимо привести в порядок свое рабочее место и доложить об этом преподавателю. Необходимо также доложить о недостатках, обнаруженных при выполнении работ.

Сдать преподавателю справочную, методическую и другую литературу, приборы, инструменты.

1.5 Требования по охране труда в аварийных ситуациях

При возникновении аварийных ситуаций студенты должны немедленно сообщить преподавателю и принять меры по ликвидации их последствий.

В случае возникновения пожара необходимо немедленно сообщить об этом по телефону 101 и руководству кафедры и университета. Принять меры по ликвидации очага возгорания средствами пожаротушения.

Во избежание поражения электрическим током запрещается тушение оборудования и приборов, находящихся под напряжением, химическими пенными огнетушителями.

В случае необходимости нужно оказать первую медицинскую помощь пострадавшему. Аптечка с медикаментами находится в помещении лаборатории.

2 ПРИБОРЫ И ОБОРУДОВАНИЕ, ПРИМЕНЯЕМЫЕ ПРИ ИСПЫТАНИИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Для выполнения экспериментальных исследований прочности и деформативности железобетонных и каменных конструкций могут использоваться следующие установки и приборы.

Индикатор часового типа. Измерение небольших по величине перемещений (деформаций) осуществляется с помощью индикаторов часового типа (рисунок 2.1).



Рисунок 2.1 – Индикатор часового типа

Принцип работы данного прибора следующий: в корпусе заключена система зубчатых шестеренок, преобразующих вертикальное перемещение штока во вращательное движение указательных стрелок. Шестеренка с пружиной необходима для устранения зазора между шестеренками.

Основной характеристикой индикатора является цена деления и предел измерения. Наиболее широко используются индикаторы:

- с ценой деления 0,01 мм и пределом измерения 0–10 мм

- с ценой деления 0,001 мм и пределом измерения 0–1 мм.

При выполнении испытаний находят применение индикаторы с ценой деления 0,01 мм. Для снятия отсчетов у этих индикаторов имеются две шкалы. На малой шкале цена деления 1 мм, на большой – 0,01 мм. Смещению штока на 1 мм отвечает один полный оборот стрелки на большой шкале или перемещение стрелки на одно деление на малой шкале.

Перед началом испытаний записывают нулевой отсчет прибора, далее полное количество делений малой шкалы (мм), а затем количество делений на большой шкале (доли мм).

Прогибомер. Измерение больших перемещений (до 100 мм) осуществляется с помощью прогибомеров.

В лабораторных работах используются прогибомеры ПАО-6 системы Н. П. Аистова (рисунок 2.2).

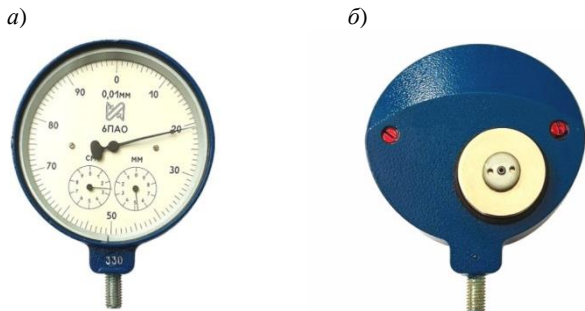


Рисунок 2.2 – Прогибомер ПАО-6 системы Н. П. Аистова: вид спереди (а) и сзади (б)

На лицевой стороне корпуса имеется три шкалы: большая, показывающая перемещения в долях мм, и две малые, фиксирующие перемещения соответственно в мм и см.

На задней стенке корпуса расположен ролик, имеющий по краям бортики. Вокруг ролика обернута проволока, вращающая ролик при прогибе исследуемой конструкции. На свободном конце проволоки подвешивается груз.

Крепление прогибомеров осуществляется с помощью струбцин. Приборы могут крепиться либо на самом испытуемом элементе, либо под испытуемой конструкцией на штативе или треноге. Выбор способа установки зависит от условий испытания.

Эталонный молоток конструкции К. П. Кашкарова предназначен для определения прочности бетона и железобетонных изделий.

Эталонный молоток (рисунок 2.3) состоит из рукоятки, стакана, пружины, шарика диаметром 15 мм и эталонного стержня. В качестве эталона используется стержень из стали класса S240 диаметром 10–12 мм и длиной 150 мм. Расстояние между лунками отпечатков на поверхности бетона должно быть не менее 30 мм, а на поверхности эталона – не менее 10 мм.



Рисунок 2.3 – Общий вид эталонного молотка К. П. Кашкарова

Для определения прочности бетона после удара измеряют диаметр отпечатка как на поверхности исследуемой конструкции, так и на эталонном стержне с заранее известной твердостью.

Удары наносятся перпендикулярно поверхности, замеры отпечатков на бетоне и эталонном стержне делают штангель-циркулем, микроскопом или шаблоном с точностью до 0,1 мм.

По отношению диаметров лунок на бетоне и эталонном стержне (d_6/d_3) с помощью градуировочного графика определяют прочность бетона при сжатии. Если влажность бетона отклоняется от 2–6 %, то определенное по графику значение прочности умножают на поправочный коэффициент.



Рисунок 2.4 – Микроскоп отсчетный типа МПБ-2

Микроскоп отсчетный предназначен для измерения линейных размеров лунки, образующейся на поверхности исследуемого материала.

Микроскоп типа МПБ-2 (рисунок 2.4) состоит из колонки, установочного кольца и тубуса, в котором закреплены объектив и окуляр с сеткой. Принцип работы микроскопа основан на сравнении изображения отпечатка, получаемого от вдавливания шарика в исследуемый материал, со шкалой сетки.

Ультразвуковой тестер предназначен для измерения времени и скорости распространения продольных ультразвуковых волн в твердых материалах при поверхностном прозвучивании на фиксированной базе с целью определения прочности и целостности материалов и конструкций.

Ультразвуковой тестер модели УК1401 (рисунок 2.5) выполнен в моноблочном исполнении в эргономичном корпусе из легкого ударопрочного пластика, что делает его удобным для работы на объектах.

В корпус тестера встроены два преобразователя с сухим точечным контактом и независимым пружинным подвесом, что дает уникальную возможность вести контроль без применения контактной жидкости с возможностью нормированного усилия прижатия прибора. Кроме того, данные преобразователи износостойкие и не чувствительны к состоянию поверхности, что позволяет избежать длительной и трудоемкой подготовки поверхности для проведения измерений.



Рисунок 2.5 – Ультразвуковой тестер УК1401

Низкочастотный ультразвуковой томограф A1040 MIRA предназначен для контроля конструкций из бетона, железобетона и камня при одностороннем доступе к ним с целью определения целостности материала в конструкции, поиска инородных включений, полостей, расслоений и трещин, а также измерения толщины объекта контроля. Возможен контроль объектов с толщиной до 2,5 м.

Томограф A1040 MIRA (рисунок 2.6) выполнен в виде моноблока. Он имеет встроенный компьютер, память, большой дисплей и кнопки управления, что обеспечивает комфортную работу.



Рисунок 2.6 – Низкочастотный ультразвуковой томограф A1040 MIRA

Антенное устройство томографа состоит из преобразователей с сухим точечным контактом, поэтому контроль ведется без применения контактной жидкости. Томограф может применяться при ручном контроле, а также в составе автоматизированных установок.

3 ИСПЫТАНИЕ БАЛКИ БЕЗ ПРЕДВАРИТЕЛЬНОГО НАПРЯЖЕНИЯ С РАЗРУШЕНИЕМ ПО НОРМАЛЬНОМУ СЕЧЕНИЮ

3.1 Теоретическая часть

Экспериментальные исследования по изучению совместной работы двух различных по своим физико-механическим свойствам материалов – бетона и стальной арматуры – проводились с самого начала появления железобетона. Экспериментами установлено, что нелинейные деформации бетона и трещины в растянутых зонах оказывают существенное влияние на напряженно-деформированное состояние железобетонных элементов. Допущения о линейной зависимости между напряжениями и деформациями и основанные на этих допущениях формулы сопротивления упругих материалов для железобетона часто оказываются неприемлемыми.

Теория сопротивления железобетона строится на опытных данных и законах механики и исходит из действительного напряженно-деформированного состояния элементов на различных стадиях нагружения внешней нагрузкой. По мере накопления опытных данных методы расчета железобетонных конструкций совершенствуются.

3.1.1 Стадии напряженно-деформированного состояния

Опыты с различными железобетонными элементами – изгибаемыми, внецентренно растянутыми, внецентренно сжатыми с двузначной эпюрой напряжений – показали, что при постепенном увеличении внешней нагрузки можно наблюдать три характерные стадии напряженно-деформированного состояния:

I – до появления трещин в бетоне растянутой зоны, когда напряжения в бетоне меньше временного сопротивления растяжению и растягивающие усилия воспринимаются арматурой и бетоном совместно;

II – после появления трещин в бетоне растянутой зоны, когда растягивающие усилия в местах, где образовались трещины, воспринимаются арматурой и участком бетона над трещиной, а на участках между трещинами – арматурой и бетоном совместно;

III – стадия разрушения, характеризующаяся относительно коротким периодом работы элемента, когда напряжения в растянутой стержневой арматуре достигают физического или условного предела текучести, в высокопрочной арматурной проволоке – временного сопротивления, а напряжения в бетоне сжатой зоны – временного сопротивления сжатию; в зависимости от степени армирования элемента последовательность разрушения зон растянутой и сжатой может изменяться.

Рассмотрим три стадии напряженно-деформированного состояния в зоне чистого изгиба железобетонного элемента при постепенном увеличении нагрузки (рисунок 3.1).

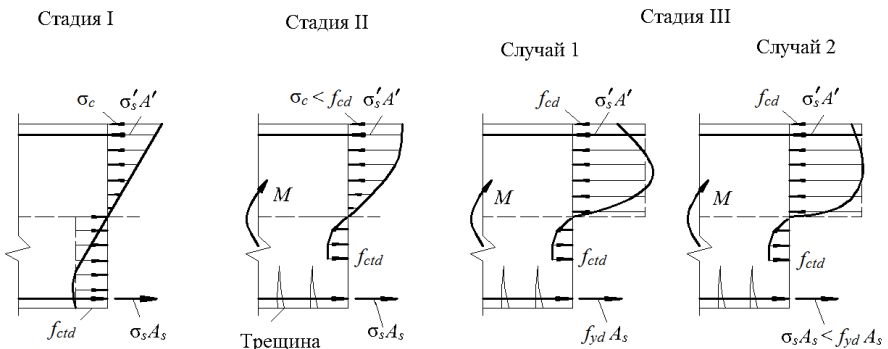


Рисунок 3.1 – Стадии напряженно-деформированного состояния в нормальных сечениях при изгибе элемента без предварительного напряжения

Стадия I. При малых нагрузках на элемент напряжения в бетоне и арматуре невелики, деформации носят преимущественно упругий характер; зависимость между напряжениями и деформациями линейная и эпюры нор-

мальных напряжений в бетоне сжатой и растянутой зон сечения треугольные. С увеличением нагрузки на элемент в бетоне растянутой зоны развиваются неупругие деформации, эпюра напряжений становится криволинейной, напряжения приближаются к пределу прочности при растяжении. Этим характеризуется конец стадии I. При дальнейшем увеличении нагрузки в бетоне растянутой зоны образуются трещины, наступает новое качественное состояние.

Стадия II. В том месте растянутой зоны, где образовались трещины, растягивающее усилие воспринимается арматурой и участком бетона растянутой зоны над трещиной. В интервалах растянутой зоны между трещинами сцепление арматуры с бетоном сохраняется и по мере удаления от краев трещин растягивающие напряжения в бетоне увеличиваются, а в арматуре уменьшаются. С дальнейшим увеличением нагрузки на элемент в бетоне сжатой зоны развиваются неупругие деформации, эпюра нормальных напряжений искривляется, а ордината максимального напряжения перемещается с края сечения в его глубину. Конец стадии II характеризуется началом заметных неупругих деформаций в арматуре.

Стадия III или стадия разрушения. С дальнейшим увеличением нагрузки напряжения в стержневой арматуре достигают физического или условного предела текучести; напряжения в бетоне сжатой зоны под влиянием нарастающего прогиба элемента и сокращения высоты сжатой зоны также достигают временного сопротивления сжатию. Разрушение железобетонного элемента начинается по арматуре растянутой зоны и заканчивается раздроблением бетона сжатой зоны. Такое разрушение носит пластический характер, его называют случаем 1. Если элемент в растянутой зоне армирован высокопрочной проволокой с малым относительным удлинением при разрыве (~ 4 %), то одновременно с разрывом проволоки происходит и раздробление бетона сжатой зоны, разрушение носит хрупкий характер, его также относят к случаю 1.

В элементах с избыточным содержанием растянутой арматуры (переармированных) разрушение происходит по бетону сжатой зоны, переход из стадии II в стадию III происходит внезапно. Разрушение переармированных сечений всегда носит хрупкий характер при неполном использовании растянутой арматуры, его называют случаем 2.

Ненапрягаемая арматура сжатой зоны сечения в стадии III испытывает сжимающие напряжения, обусловленные предельной сжимаемостью бетона.

Сечения по длине железобетонного элемента испытывают разные стадии напряженно-деформированного состояния. Так, в зонах с небольшими изгибающими моментами – стадия I, по мере возрастания изгибающих моментов – стадия II, в зоне с максимальным изгибающим моментом – стадия III.

В процессе развития трещин в растянутых зонах бетона различают три этапа:

- 1-й – возникновение трещин, когда они могут быть еще невидимыми;
- 2-й – образование трещин, когда они становятся видимыми невооруженным глазом;
- 3-й – раскрытие трещин до предельно возможной величины.

Можно считать, что в элементах с обычным содержанием арматуры образование трещин совпадает с их возникновением, поэтому рассматривают два этапа:

- 1-й – образование трещин;
- 2-й – раскрытие трещин.

3.1.2 Расчет прочности сечений, нормальных к продольной оси элемента по методу предельных усилий (альтернативная модель)

Расчет производится по третьей стадии с учетом нижеприведенных предпосылок.

1 Предельное усилие в бетоне сжатой зоны определяется при напряжениях, равных расчетному сопротивлению бетона сжатию f_{cd} , умноженному на коэффициент η , учитывающий длительное действие нагрузки, неблагоприятный способ ее приложения и т. д. Значение коэффициента η следует принимать:

- для бетона классов не более C⁵⁰/₆₀ – 1,0;
- для высокопрочного бетона классов C⁵⁵/₆₇ и выше – 0,95.

2 Сжимающие напряжения считаются равномерно распределенными по высоте сжатой зоны бетона (прямоугольная эпюра напряжений).

3 Усилиями, которые воспринимаются бетоном растянутой зоны над трещиной, следует пренебречь.

4 Предельное усилие в арматуре растянутой зоны определяется при напряжениях равных расчетному сопротивлению арматуры растяжению и при относительной высоте сжатой зоны сечения меньше граничного значения, $\xi \leq \xi_{lim}$.

При расчете железобетонных изгибаемых элементов обычно решается две задачи:

- 1) определение армирования сечения;
- 2) определение несущей способности по заданному сечению.

Для элементов прямоугольного сечения с одиночной арматурой расчет производится по формулам:

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} = \alpha_m \eta f_{cd} b d^2, \quad (3.1)$$

$$\eta f_{cd} b \xi d = f_{yd} A_s. \quad (3.2)$$

1 Определение требуемой площади арматуры A_s^{TP} .

Из формулы (3.1) $\alpha_m = \frac{M_{Ed}}{\eta f_{cd} b d^2}$.

По формуле $\alpha_m = \xi \left(1 - \frac{\xi}{2}\right)$ определяем относительную высоту сжатой

зоны бетона $\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} \leq \xi_{lim} = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{s,lim}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)}$.

Из формулы (3.2) $A_s^{TP} = \xi b d \frac{\eta f_{cd}}{f_{yd}}$.

2 Определение несущей способности.

Из формулы (3.2) $\xi = \frac{f_{yd} A_s}{\eta f_{cd} b d}$.

Если $\xi \leq \xi_{lim}$, определяем $\alpha_m = \xi \left(1 - \frac{\xi}{2}\right)$ и по формуле (3.1) получаем

$$M_{Rd} = \alpha_m \eta f_{cd} b d^2.$$

Если при расчете $\xi > \xi_{lim}$, допускается для элементов, выполняемых из бетона класса по прочности $C^{25/30}$ и ниже с арматурой классов S240, S400 и S500, производить расчет из условия $\xi = \xi_{lim}$.

В противном случае следует производить расчет по общей деформационной расчетной модели.

3.1.3 Теоретический расчет испытываемой балки

Конструкция балки представлена на рисунке 3.2, расчетная схема балки и эпюры внутренних усилий – на рисунке 3.3.

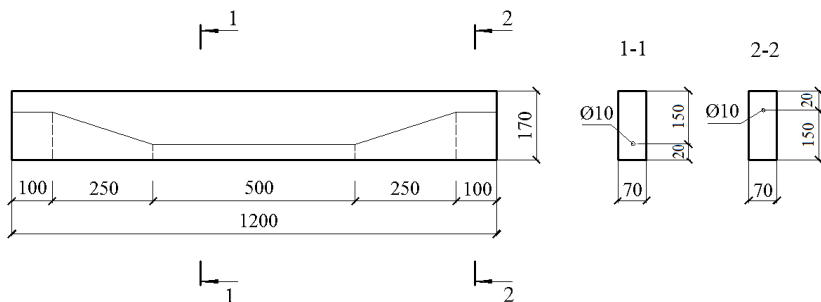


Рисунок 3.2 – Конструкция балки

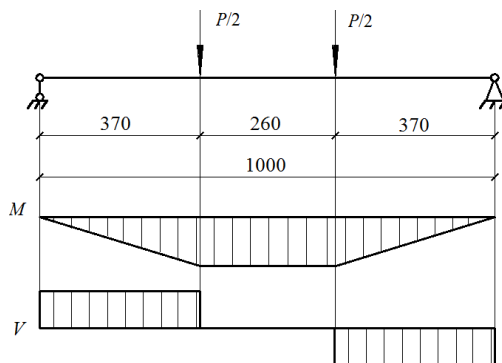


Рисунок 3.3 – Расчетная схема балки и эпюры внутренних усилий

Теоретический разрушающий изгибающий момент сечения балки в середине пролета

$$M_{Rd} = f_{ck} b x_{eff} (d - 0,5x_{eff}). \quad (3.3)$$

Эффективная высота сжатой зоны сечения

$$x_{eff} = \frac{f_{yk} A_s}{f_{ck} b}, \quad (3.4)$$

где f_{yk} – характеристическое сопротивление ненапрягаемой арматуры, МПа;
 A_s – площадь сечения ненапрягаемой арматуры, см²;
 f_{ck} – характеристическая прочность на осевое сжатие бетона нормального веса, МПа;

b – ширина балки, м.

Несущая способность балки

$$P_{Rd} = \frac{M_{Rd}}{a}. \quad (3.5)$$

Опытный разрушающий момент балки при загрузении принимаем равным 80 % от теоретического:

$$M_{Ed} \leq 0,8M_{Rd}. \quad (3.6)$$

Тогда допускаемые сосредоточенные силы при испытании балки составят

$$P_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{a} = \frac{0,8M_{Rd}}{a}. \quad (3.7)$$

Расчетное значение момента, соответствующего трещинообразованию в бетоне балки,

$$M_{cr} = f_{ctm} W_c, \quad (3.8)$$

где f_{ctm} – средняя прочность на осевое растяжение бетона нормального веса, МПа.

Момент сопротивления бетонного сечения, рассчитанный как для линейного упругого материала,

$$W_c = \frac{bh^3}{6}, \quad (3.9)$$

где b – ширина балки, м;

h – высота балки, м.

Величина максимального прогиба балки

$$a_{\max} = \alpha_k \frac{M_{Ed} l^2}{B}. \quad (3.10)$$

Величина коэффициента α_k для испытываемой балки (однопролетной шарнирно опираемой с двумя сосредоточенными силами)

$$\alpha_k = \frac{1}{8} - \frac{\lambda^2}{6}, \quad (3.11)$$

где

$$\lambda = a / l. \quad (3.12)$$

Изгибная жесткость железобетонного элемента при кратковременной нагрузке

$$B = \frac{E_{cm} I_{II}}{1 - \beta_1 \beta_2 \left(\frac{M_{cr}}{M_{Ed}} \right)^2 \left(1 - \frac{I_{II}}{I_I} \right)}, \quad (3.13)$$

где β_1 – коэффициент для гладкой стержневой арматуры, $\beta_1 = 0,5$;

β_2 – коэффициент для кратковременной нагрузки, $\beta_2 = 1$.

Момент инерции сечения без трещин в растянутой зоне

$$I_I = \frac{bh^3}{12} + bh \left(\frac{h}{2} - x_1 \right)^2 + \alpha A_s (d - x_1)^2. \quad (3.14)$$

Высота сжатой зоны x_1

$$x_1 = \frac{0,5bh^2 + \alpha A_s d}{bh + \alpha A_s}. \quad (3.15)$$

Отношение модуля упругости стали E_s к модулю упругости бетона E_{cm}

$$\alpha = \frac{E_s}{E_{cm}}. \quad (3.16)$$

Момент инерции сечения с трещинами

$$I_{II} = \frac{bx_{II}^3}{3} + \alpha \rho_r bd (d - x_{II})^2. \quad (3.17)$$

Высота сжатой зоны

$$x_{II} = d \left(\sqrt{\alpha \rho_r (2 + \alpha \rho_r)} - \alpha \rho_r \right). \quad (3.18)$$

Коэффициент армирования

$$\rho_r = \frac{A_s}{bd}. \quad (3.19)$$

3.2 Экспериментальная часть

Испытание железобетонной балки выполняем на гидравлическом прессе ГМС-50. Балку помещаем на две опоры, одна из которых шарнирно подвижная, а вторая шарнирно неподвижная, и загружаем двумя сосредоточенными силами, чтобы образовалась зона чистого изгиба.

Испытание балки. Схема загрузки и расположения измерительных приборов представлена на рисунке 3.4, общий вид балки перед испытанием – на рисунке 3.5.

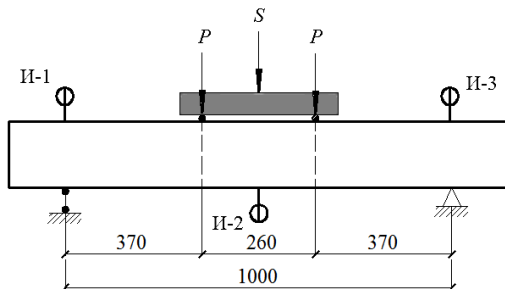


Рисунок 3.4 – Схема загрузки и расположения приборов

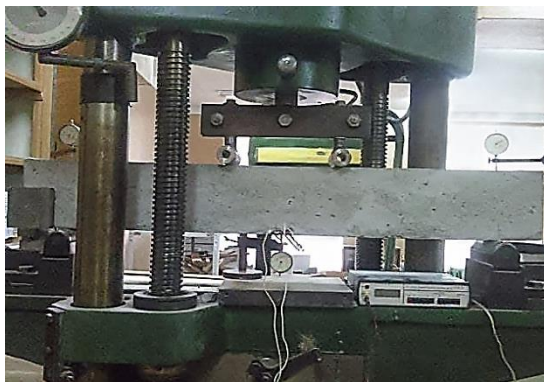


Рисунок 3.5 – Общий вид балки до испытания

Перед испытанием с точностью до 1 мм измеряем ширину и высоту сечения балки, ее пролет, расстояние от опор до сил.

Балку загружаем ступенями, величина которых должна быть не более 0,1 кН от предполагаемой разрушающей нагрузки, которую устанавливаем по пробным испытаниям. После каждой ступени загрузки делаем выдержку под нагрузкой в течение 4–5 мин. Измерение перемещений осуществляется индикаторами часового типа. Цена деления индикатора 0,01 мм. Результаты измерений записываем в таблицу 3.1.

Т а б л и ц а 3.1 – Измерение прогибов балки

Ступень	S, кН	P, кН	M, кН·м	Индикаторы						$\Delta = \frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2}$	$a_i = \Delta_3 - \Delta$	a_i , мм	$\sum_{i=1}^n a_i$, мм
				И-1		И-2		И-3					
				Отс.	Δ_1	Отс.	Δ_2	Отс.	Δ_3				
0													
1													
2													
3													
4													
5													
6													
7													

На рисунке 3.6 изображена балка с трещинами, образовавшимися при испытании.

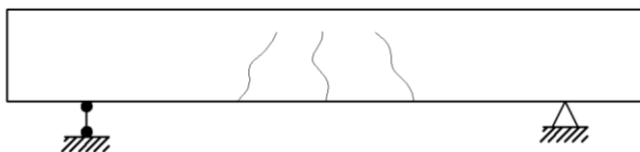


Рисунок 3.6 – Разрушение образца

Обработка результатов испытаний

В результате проведенных испытаний определяем величину момента трещинообразования, опытного разрушающего момента и опытный прогиб балки в середине пролета.

Сравнение теоретических расчетов и результатов опыта заносим в таблицу 3.2 и делаем выводы.

Т а б л и ц а 3.2 – Определение соответствия расчетов результатам испытания

Величины	Численные значения		Расхождения, %
	теоретические	опытные	
M, кН·м			
a, мм			

Контрольные вопросы

- 1 Какие задачи решаются при выполнении испытаний?
- 2 Опишите экспериментальный образец, используемый в лабораторной работе.
- 3 Каким образом осуществляется загрузка железобетонной балки?
- 4 Опишите оборудование и приборы, используемые при испытаниях.
- 5 Какие геометрические параметры определяются при испытании балки?
- 6 Какие физико-механические характеристики бетона и арматуры определяются в ходе выполнения лабораторной работы?
- 7 Объясните схемы загрузки балки и расстановки измерительных приборов.
- 8 Как определить величину разрушающей и расчетной нагрузки?
- 9 Как вычислить прогиб балки?
- 10 Когда партия балок признается пригодной по жесткости и трещиностойкости?

4 ИСПЫТАНИЕ БАЛКИ БЕЗ ПРЕДВАРИТЕЛЬНОГО НАПРЯЖЕНИЯ С РАЗРУШЕНИЕМ ПО НАКЛОННОМУ СЕЧЕНИЮ

4.1 Теоретическая часть

Наряду с возможностью разрушения по нормальным сечениям изгибаемые элементы могут разрушаться в результате образования в приопорных зонах наклонных трещин по наклонным сечениям. В приопорных зонах изгибаемых элементов имеет место сложное напряженное состояние, при котором на элементарный участок выделенного сечения будут оказывать влияние системы главных напряжений: главные растягивающие и сжимающие напряжения, которые обусловлены действиями изгибающего момента и поперечной силы. Траектории направлений напряжений представлены на рисунке 4.1.

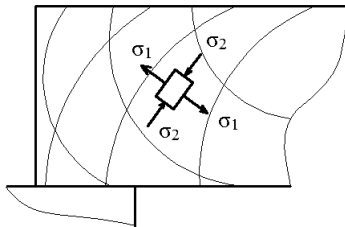


Рисунок 4.1 – Траектории направлений напряжений

Согласно траектории направления главных растягивающих напряжений наклонные или диагональные трещины будут образовываться под некоторым углом к продольной арматуре. Угол наклона продольных трещин составляет 30–60° и зависит от множества технологических и конструктивных факторов: расчетная схема, вид нагрузки, геометрические размеры элемента, вид армирования, свойства материала.

В зависимости от различных факторов, форма разрушения по наклонным сечениям может быть различной и меняться в процессе самого разрушения элемента. Различают следующие формы разрушения по наклонному сечению.

Первая форма разрушения представлена на рисунке 4.2, а. При достижении напряжений в поперечной арматуре предела текучести развитие

наклонной трещины по высоте сечения приводит к тому, что сокращается высота сжатой зоны бетона, при этом происходит накопление деформаций в данной зоне и при достижении ими предельных значений происходит раздробление бетона сжатой зоны над трещиной.

На рисунке 4.2, б представлена вторая форма разрушения по наклонному сечению, при которой происходит взаимный поворот обеих частей вокруг мгновенного центра в сжатой зоне. Деформации в рабочей продольной арматуре в трещине достигают предельных значений, что способствует раскрытию и развитию по высоте наклонной трещины и сокращению сжатой зоны бетона. В этой зоне образуется мгновенный центр вращения, вокруг которого происходит поворот с разрушением конструкции.

При третьей форме разрушения трещина образуется по центру высоты сечения и равномерно развивается в верхнюю и нижнюю зоны сечения, при этом развитие в верхнюю зону трещины происходит в обход сжатой зоны бетона. Когда трещина достигает верхней грани сечения, она вызывает полное разделение балки на части, за счет чего происходит взаимный сдвиг обеих частей (рисунок 4.2, в).

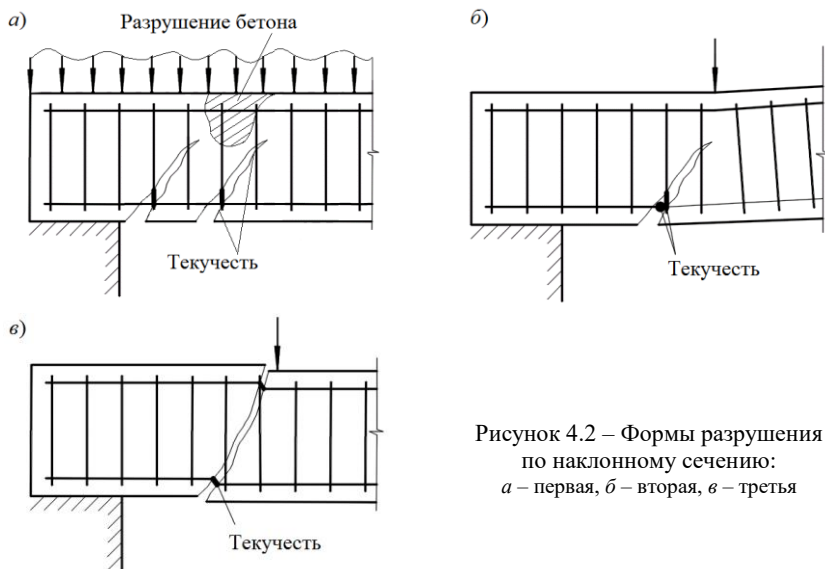


Рисунок 4.2 – Формы разрушения по наклонному сечению:
а – первая, б – вторая, в – третья

Формы 1, 2 и 3 обусловлены доминирующим действием главных растягивающих напряжений, повышающих в момент образования трещины предельные напряжения бетона на растяжение. При этом форма 1 и форма 2 обусловлены доминирующим действием изгибающего момента, а форма 3 – поперечной силы.

4.2 Расчет испытываемой балки

Конструкция балки представлена на рисунке 4.3, расчетная схема балки и эпюры внутренних усилий – на рисунке 4.4.

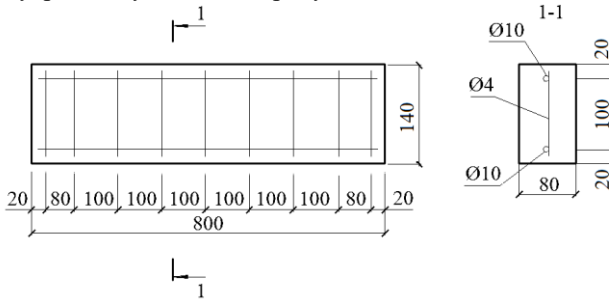


Рисунок 4.3 – Конструкция балки

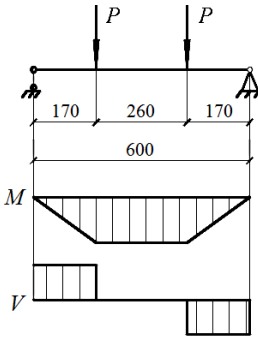


Рисунок 4.4 – Расчетная схема балки и эпюры внутренних усилий

Расчет прочности балки выполняем на основе модели наклонных сечений.

Прочностные характеристики поперечной арматуры получаем в результате испытания двух стержней на растяжение. Прочностные характеристики бетона принимаем по данным лабораторной работы или получаем путем испытания кубов на сжатие.

Величина усилия в поперечных стержнях на единицу длины элемента определяется по формуле

$$v_{sw} = \frac{f_{yk} A_{sw}}{s}, \quad (4.1)$$

где f_{yk} – характеристическое сопротивление ненапрягаемой арматуры, МПа;
 A_{sw} – площадь сечения поперечной арматуры, мм²;
 s – шаг поперечных стержней, мм.

Длина проекции наклонной трещины для элементов с поперечной арматурой в виде хомутов, нормальных к продольной оси элемента и имеющих постоянный шаг в пределах наклонного сечения,

$$l_{inc,cr} = \sqrt{\frac{\eta_{c2} f_{ctk0,05} b d^2}{v_{sw}}}, \quad (4.2)$$

где η_{c2} – коэффициент, учитывающий вид бетона;

$f_{ctk\ 0,05}$ – характеристическая прочность на осевое растяжение бетона нормального веса, МПа;

d – рабочая высота сечения, мм.

Условие $d \leq l_{inc,cr} \leq 2d$ должно соблюдаться.

Поперечное усилие в поперечных стержнях, пересекающих наклонную трещину,

$$V_{sw} = v_{sw} l_{inc,cr}. \quad (4.3)$$

Величина поперечной силы, воспринимаемой бетоном сжатой зоны над вершиной наклонной трещины

$$V_{cd} = \frac{\eta_{c2} f_{ctk\ 0,05} b d^2}{l_{inc,cr}}. \quad (4.4)$$

Расчетная поперечная сила при расчете наклонного сечения

$$V_{Rd} = V_{cd} + V_{sw}. \quad (4.5)$$

4.3 Экспериментальная часть

Испытание проводится на гидравлическом прессе ГМС-50. Цена деления по шкале «А» – 0,2 кН.

Поскольку лабораторная работа имеет конкретную цель, были приняты определенные меры, чтобы балка не разрушилась по нормальному сечению. Для этого была увеличена площадь продольной рабочей арматуры, уменьшен диаметр поперечных стержней, сосредоточенные силы сдвинуты ближе к опорам.

Чтобы проследить поведение балки под нагрузкой, используются индикаторы часового типа.

Перед испытанием замеряем и заносим в журнал пролет балки, высоту и ширину сечения балки.

Первое загрузение распределительной балки осуществляется задаваемой силой, остальные – ступенями через 2,0 кН. В ходе испытаний фиксируется нагрузка, при которой появились первые наклонные трещины, разрушающая нагрузка и длина проекции на горизонталь наклонной трещины.

После разрушения балки тщательно зарисовываем характер развития трещин и характер разрушения балки, который поможет установить ее работу под нагрузкой.

Общий вид балки после разрушения представлен на рисунке 4.5.



Рисунок 4.5 – Общий вид балки после испытания

Обработка результатов испытаний

Сравнение теоретических расчетов и результатов испытания сводим в таблицу 4.1 и делаем заключение о пригодности балки.

Т а б л и ц а 4.1 – Сравнение результатов

Способы определения несущей способности	Величина несущей способности, кН	Расхождение, %
Экспериментальные		
Теоретические: на основе модели наклонных сечений на основе стержневой модели		

Контрольные вопросы

- 1 Какие задачи решаются при выполнении испытаний?
- 2 Как армирована балка?
- 3 Какие геометрические параметры определяются при испытании железобетонной балки?
- 4 Раскройте все возможные случаи разрушения балки по наклонному сечению.
- 5 Какие усилия приводят к разрушению балки по наклонному сечению?
- 6 Как определяют расчетные характеристики арматуры и бетона?
- 7 Рассчитайте нагрузку, при которой образуются наклонные трещины, и сравните ее с опытным значением.
- 8 Рассчитайте ширину раскрытия наклонных трещин на одном из этапов испытаний и сравните ее с опытным значением.
- 9 В каком случае партия балок признается годной по прочности?

5 ИСПЫТАНИЕ СТОЙКИ НА ВНЕЦЕНТРЕННОЕ СЖАТИЕ

5.1 Теоретическая часть

Рассмотрим особенности напряженно-деформированного состояния в железобетонном элементе при внецентренном сжатии.

Сжимаемые элементы, у которых напряжения по сечению распределены неравномерно, работают на внецентренное сжатие. Оно может быть вызвано совместным действием момента и осевой силы или действием внецентренно приложенной силы. Для элементов, входящих в состав статически определимых конструкций, величина расчетного эксцентриситета e_c находится из суммы эксцентриситета приложения внешней силы e_0 и случайного эксцентриситета e_a . Выбираем величину случайного эксцентриситета как большую из трех значений: $1/30$ высоты сечения, $1/600$ длины элемента или 20 мм.

Внецентренно сжатые элементы испытывают одновременное действие изгибающего момента и продольной сжимающей силы. При таком сочетании усилий напряжения распределяются на площадках, нормальных к продольной оси элемента, что в итоге приводит к разрушению по нормальному сечению.

В зависимости от величины эксцентриситета приложения силы возможны два случая разрушения.

Случай первый. При относительно больших эксцентриситетах, разрушение начинается в растянутой зоне с раскрытия трещин в бетоне и достижения в растянутой арматуре напряжений, равных пределу текучести, а заканчивается в сжатой зоне достижением предельных значений прочности в бетоне и арматуре.

По характеру напряженное состояние внецентренно сжатого элемента приближается к изгибу и его предельное состояние определяется достижением предела текучести в растянутой арматуре. При развитии больших пластических деформаций в арматуре происходит интенсивный рост нормальных трещин и уменьшение высоты сжатой зоны бетона. Это приводит к росту напряжений в сжатом бетоне и, когда они достигают предела прочности при сжатии, происходит разрушение сжатого бетона и самого внецентренного сжатого элемента.

По характеру данное разрушение является пластическим, постепенным и наблюдается при постоянных или незначительно возрастающих нагрузках с развитием больших деформаций элемента и нормальных трещин значительной ширины.

Случай второй. При относительно малых эксцентриситетах разрушение начинается и заканчивается в сжатой зоне достижением предельных значений прочности бетона и арматуры. При этом у противоположной грани элемента арматура не достигает расчетных значений, а в бетоне трещины могут и не появиться.

Напряженное состояние элемента становится неопределенным: эпюра напряжений может быть однозначной или двузначной, но всегда растянутая арматура недонапряжена, то есть в ней, на стадии разрушения, напряжения не достигают предела текучести. Работа элемента приближается к центральному сжатию и его предельное состояние определяется достижением предела прочности сжатого бетона.

Разрушение элементов происходит при возрастающей нагрузке и носит хрупкий характер. В стадии разрушения прогибы элемента невелики, трещины в растянутой зоне отсутствуют.

На величину расчетного эксцентриситета влияет прогиб стойки под нагрузкой. В данном испытании экспериментальные образцы приняты жесткими и поэтому увеличение эксцентриситета за счет развития прогиба под нагрузкой не будет.

5.2 Экспериментальная часть

Для испытания принята стойка прямоугольного сечения с передачей нагрузки через шарниры по торцам элемента. Чтобы приложить силы со значительным эксцентриситетом, стойка выполнена с консолью.

Элемент армирован симметричной арматурой, расположенной в углах сечения. Для предотвращения потери устойчивости продольных стержней установлена поперечная арматура в виде хомутов.

Конструкция стойки показана на рисунке 5.1, расчетная схема стойки и эпюры внутренних усилий – на рисунке 5.2.

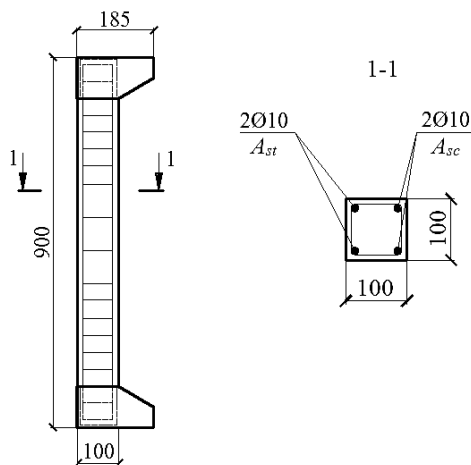


Рисунок 5.1 – Конструкция стойки

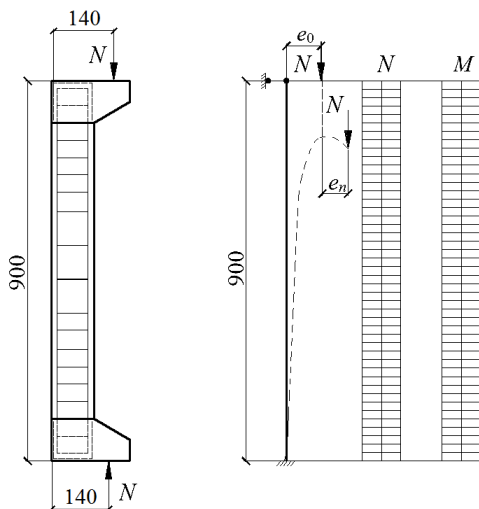


Рисунок 5.2 – Расчетная схема стойки и эпюры внутренних усилий

Перед испытанием тщательно измеряем, записываем размеры стойки и величину эксцентриситета приложения силы.

Нагружение конструкций осуществляется гидравлическим прессом ГМС-50. Нагрузка контролируется по показаниям силоизмерителя прессы.

При испытании стойки определяем опытные значения разрушающей силы N и измеряем величину увеличения эксцентриситета приложения силы. Характер разрушения стойки представлен на рисунке 5.3.

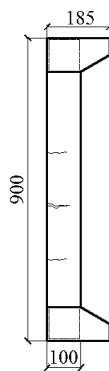


Рисунок 5.3 – Характер разрушения стойки

5.3 Расчет испытываемой стойки

Расчет несущей способности стойки.

Теоретическую разрушающую силу N определяем методом последовательных приближений. В первом приближении берем значение N , полученное опытным путем. Во втором и других приближениях подставляем значение N , полученное расчетным путем. Операции повторяются до совпадения подставляемых и полученных в конце расчета значений.

Определение величины критической силы.

Момент инерции сечения бетона стойки относительно центра тяжести сечения элемента

$$I_c = \frac{bh^3}{12}, \quad (5.1)$$

где b – ширина стойки, м;

h – высота стойки, м.

Момент инерции площади сечения арматуры относительно центра тяжести сечения элемента

$$I_s = A_s \left(\frac{h}{2} - c \right)^2, \quad (5.2)$$

где A_s – суммарная площадь поперечного сечения арматуры, мм², $A_s = A_{sc} + A_{sr}$;

c – расстояние от крайних сжатых или растянутых волокон бетона сечения до центра тяжести арматуры, мм.

Отношение модуля упругости стали E_s к эффективному модулю упругости бетона E_{cm}

$$\alpha = \frac{E_s}{E_{cm}}. \quad (5.3)$$

Коэффициент отношения эксцентриситета приложения силы e_0 к высоте h

$$\delta_e = \frac{e_0}{h} \geq \delta_{e,\min} = 0,5 - 0,01 \frac{l}{h} - 0,01 f_{cd}. \quad (5.4)$$

Критическая продольная сила

$$N_{crit} = \frac{6,4 E_{cm}}{l^2} \left[\frac{I_c \left(\frac{0,11}{k_{lt}} + 0,1 \right) + \alpha I_s}{k_{lt} \left(0,1 + \delta_e \right)} \right], \quad (5.5)$$

где l – длина стойки, м; $k_{lt} = 2$.

Определение величины разрушающей силы.

Коэффициент продольного изгиба

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{crit}}} \leq 2,5. \quad (5.6)$$

Эксцентриситет продольной силы до центра тяжести растянутой арматуры

$$e_{s1} = \eta e_0 + \frac{h}{2} - c. \quad (5.7)$$

Относительная высота сжатой зоны бетона

$$\xi = \frac{N_{Ed}}{\eta f_{ck} b d}. \quad (5.8)$$

Если $\xi \leq \xi_{\text{lim}}$ – первый случай разрушения, тогда

$$\alpha_m = \xi \left(1 - \frac{\xi}{2} \right). \quad (5.9)$$

Несущая способность сечения

$$M_{Rd} = \alpha_m \eta f_{cd} b d^2 + f_{yd} A_{sc} (d - c_1), \quad (5.10)$$

$$N_{Rd} = \frac{M_{Rd}}{e_{s1}}. \quad (5.11)$$

Если $\xi > \xi_{\text{lim}}$ – второй случай разрушения, ξ уточняем по формуле:

$$\xi = \frac{\alpha_n (1 - \xi_{\text{lim}}) + 2\alpha_{st} \xi_{\text{lim}}}{1 - \xi_{\text{lim}} + 2\alpha_{st}}, \quad (5.12)$$

где $\alpha_n = \frac{N_{sd}}{\eta f_{cd} b d}$, $\alpha_{st} = \frac{f_{yd} A_{st}}{\eta f_{cd} b d}$.

Далее расчет ведем по формулам (5.9)–(5.11).

Все результаты расчетов заносим в журнал лабораторных работ.

Контрольные вопросы

- 1 Какие задачи решаются при выполнении испытаний?
- 2 Особенности разрушения внецентренно сжатых элементов по первому и второму случаям.
- 3 Какие элементы называются внецентренно сжатыми?
- 4 Чем вызвано появление случайных эксцентриситетов в железобетонных сжимаемых элементах?
- 5 Опишите характеристики опытной колонны и схемы ее загрузки.
- 6 Какие возможны случаи разрушения внецентренно сжатых элементов?
- 7 Учет гибкости при внецентренном сжатии.

6 АНАЛИЗ РАБОТЫ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ РАЗЛИЧНЫХ ТИПОВ

6.1 Плиты покрытий

Плиты беспрогонных покрытий представляют собой крупные ребристые панели размером 3×12 и 3×6 м, которые опираются непосредственно на ригели поперечных рам. Плиты $1,5 \times 12$ и $1,5 \times 6$ м используют как доборные элементы в местах повышенных снеговых отложений у фонарей, в перепадах профиля покрытия. Плиты прогонных покрытий значительно меньших размеров ($3 \times 0,5$ и $1,5 \times 0,5$ м) опираются на желе-

зобетонные прогоны, которые, в свою очередь, опираются на ригели поперечных рам. Беспрогонная система покрытий в наибольшей степени отвечает требованиям укрепления элементов и уменьшения числа монтажных единиц, а также является основной в строительстве одноэтажных каркасных зданий.

Типовые ребристые плиты 3×12 м имеют продольные ребра сечением 100×450 мм, поперечные ребра сечением 40×150 мм, полку толщиной 25 мм, уширения в углах – вуты (рисунок 6.1).

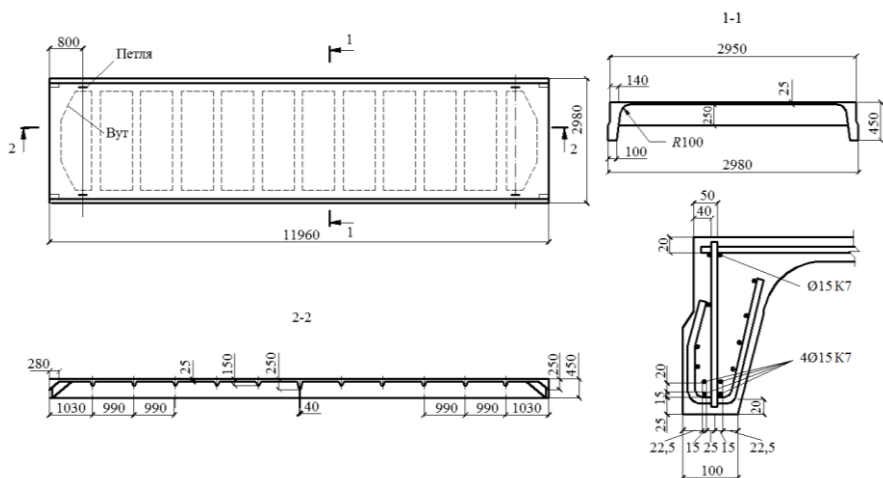


Рисунок 6.1 – Ребристая плита покрытия размером 3×12 м

Вуты обеспечивают надежность работы плит в условиях систематического воздействия горизонтальных усилий от торможения мостовых кранов. Плиты ребристые 3×6 м, также принятые в качестве типовых, имеют продольные ребра сечением 80×300 мм, поперечные ребра сечением 40×150 мм, толщину полки 30 мм и вуты в углах плиты.

Продольные ребра плит армируются напрягаемой стержневой или канатной арматурой, поперечные ребра и полки – сварными каркасами и сетками.

Плиты двухконсольные 2Т размером 3×12 и 3×6 м имеют продольные ребра, расположенные на расстоянии 1,5 м, и консольные свесы полок (рисунок 6.2). Благодаря уменьшению изгибающих моментов в поперечном направлении, ребер не делают, форма плиты упрощается.

В плитах размером 3×12 м продольные предварительно напряженные ребра изготавливают заранее, а затем бетонируют полку. Связь ребер с полкой создается устройством выпусков арматуры и сцеплением бетона. Раздельное изготовление плиты позволяет снизить проектную марку бетона полок. Плиты 3×6 м изготавливают как раздельно, так и целиком.

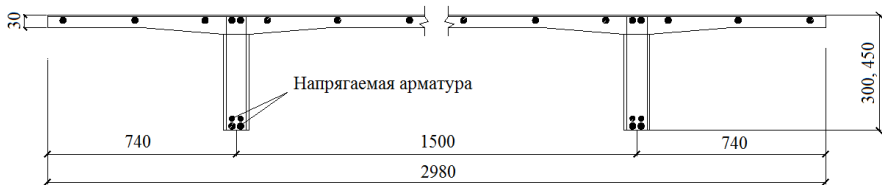


Рисунок 6.2 – Плита покрытия двухконсольная типа 2Т

Технические решения крупногабаритных плит 3×18 и 3×24 м, опирающихся на балки пролетом 6 или 12 м, разработаны для покрытий со скатной и малоуклонной кровлей (рисунок 6.3). Плиты 2Т в этом решении имеют трапециевидные продольные ребра с уклоном верхнего пояса 1:12 и полку переменной толщины (25–60 мм).

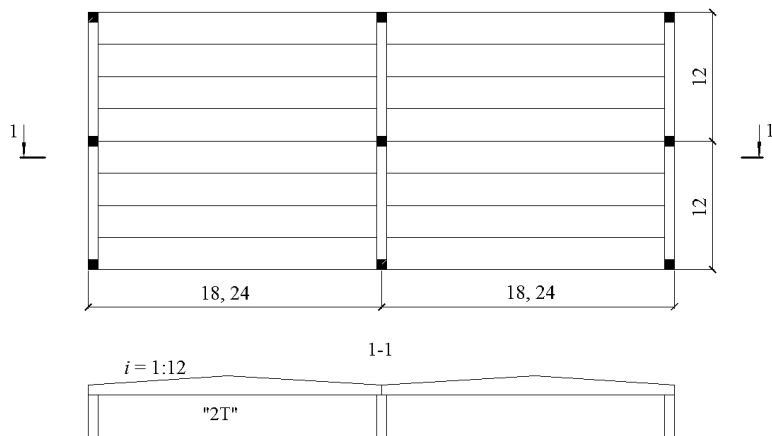


Рисунок 6.3 – Схема технического решения покрытия с двускатными плитами типа 2Т

При использовании плит 2Т появляется особенность: из-за несовпадения осей продольных ребер плит с осями колонн продольные конструкции испытывают дополнительные усилия от изгиба из плоскости и от кручения на этих опорных участках. Жесткость диска покрытия обеспечивается замоноличиванием швов между плитами, приваркой ребер плит к продольным конструкциям, а при использовании плит 2Т – также сваркой плит между собой с помощью закладных деталей, расположенных в полке.

П-образные плиты размером 3×18 м предназначены для покрытий с малоуклонной кровлей и бывают двух типов: с полкой переменной толщины и с поперечными ребрами (рисунок 6.4).

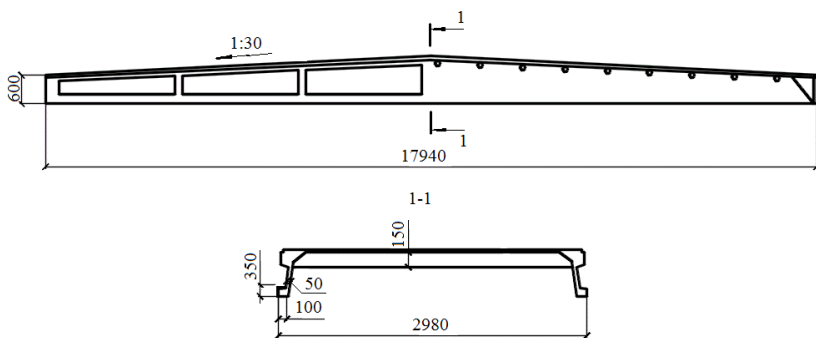


Рисунок 6.4 – Схема ребристой плиты покрытия под малоуклонную кровлю размером 3×18 м

Высота плиты в середине пролета составляет 900 мм, на опорах – 600 мм. Толщина полки 30–1000 мм в плитах первого типа и 30 мм – в плитах второго типа (шаг 1500 мм, высота 150 мм). Ширина продольного ребра составляет 80 и 100 мм.

6.2 Балки покрытий

Балки покрытий могут быть пролетом 6 и 9 м, 12 и 18 м, а в отдельных конструкциях – пролетом 24 м. Очертание верхнего пояса при двускатном покрытии может быть трапециевидным с постоянным уклоном, ломаным или криволинейным. Балки односкатного покрытия выполняют с параллельными поясами или ломаным нижним поясом, плоского покрытия – с параллельными поясами. Шаг балок покрытий 6 или 12 м.

Балки пролетом 6 и 9 м (рисунок 6.5) имеют тавровое поперечное сечение. У опор стенка балки усилена массивными вертикальными ребрами.

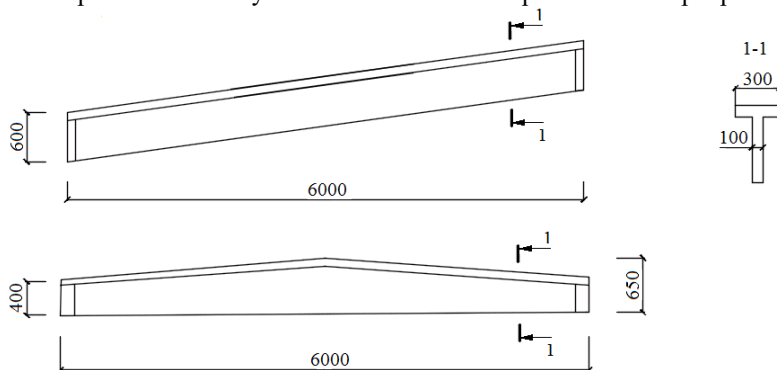


Рисунок 6.5 – Конструктивная схема балки скатных покрытий пролетом 6 м

Балки пролетом 12 и 18 м (рисунок 6.6) имеют двутавровое поперечное сечение. У опор стенка балки усилена массивными вертикальными ребрами.

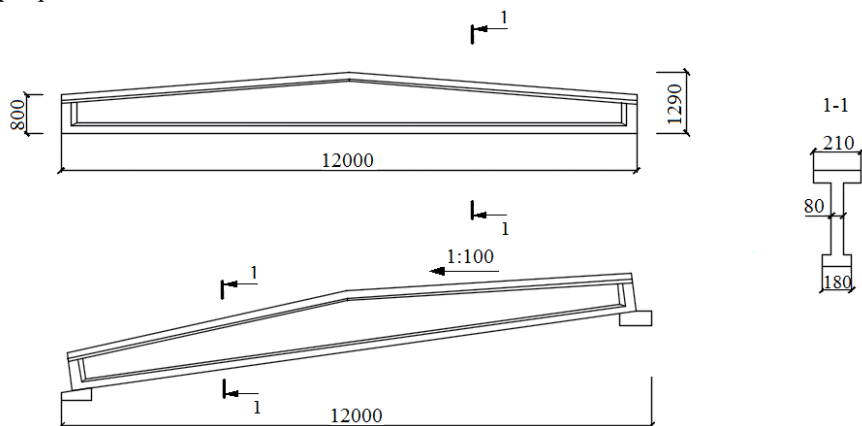


Рисунок 6.6 – Конструктивная схема балки скатных покрытий пролетом 12 м

Балки могут устанавливаться на железобетонные колонны, на несущие стены с устройством железобетонных подушек, а балки пролетом 12 и 18 м – на подстропильные балки.

Все балки предварительно напряженные. Напрягаемая арматура расположена в нижней полке балки, а при большом количестве арматуры частично и в стенке. Кроме того, стенка и полки балки армируются плоскими сварными каркасами ненапрягаемой арматуры.

Наиболее экономичное поперечное сечение балок покрытий – двутавровое со стенкой толщиной 60–100 мм. Устанавливаются балки из условий удобства размещения арматурных каркасов, обеспечения прочности и трещиностойкости. У опор толщина стенки плавно увеличивается и устраивается уширение в виде вертикального ребра жесткости. Стенки балок в средней части пролета, где поперечные силы незначительны, могут иметь отверстия круглой или многоугольной формы. Такие балки называют решетчатыми, что несколько уменьшает расход бетона, создает технологические удобства для сквозных проводок и различных коммуникаций.

Высоту сечения балок в середине пролета принимают $(1/10–1/15)l$. Высоту сечения двускатной трапециевидной балки в середине пролета определяет уклон верхнего пояса 1:12 и типовой размер высоты сечения на опоре 800 или 900 мм. В балках с ломаным очертанием верхнего пояса, благодаря несколько большему уклону верхнего пояса в крайней четверти пролета,

достигается большая высота сечения в пролете при сохранении типового размера высоты сечения на опоре. Балки с криволинейным верхним поясом приближаются по очертанию к эпюре изгибающих моментов и теоретически несколько выгоднее по расходу материалов, однако усложненная форма повышает стоимость их изготовления.

Ширину верхней сжатой полки балки для обеспечения устойчивости при транспортировании и монтаже принимают $(1/50-1/60)l$. Ширину нижней полки для удобного размещения продольной растянутой арматуры принимают 250–300 мм.

Двускатные балки выполняют из бетона класса С20/25...С35/45 и армируют напрягаемой проволочной, стержневой и канатной арматурой (рисунок 6.7).

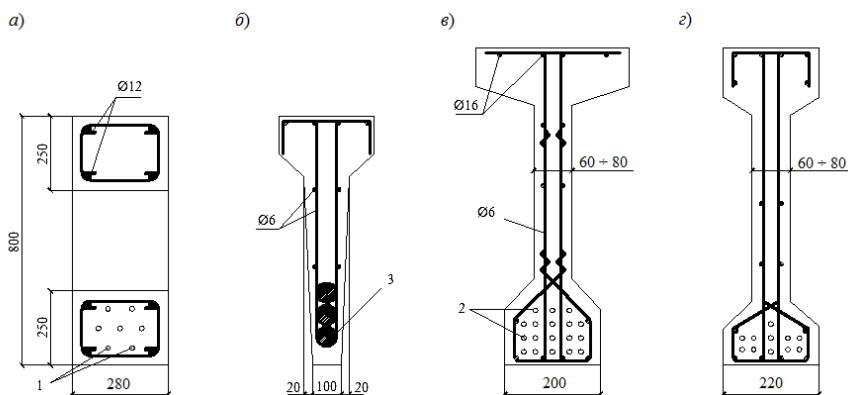


Рисунок 6.7 – Поперечные сечения стропильных балок:

a – прямоугольное с отверстиями; *б* – тавровое; *в*, *г* – двутавровое;

1 – напрягаемая стержневая арматура; *2* – проволочная арматура; *3* – канаты К7

При армировании высокопрочной проволокой ее располагают группами по две штуки в вертикальном положении, что создает удобства для бетонирования балок в вертикальном положении. Стенку балки армируют сварными каркасами, продольные стержни которых являются монтажными, а поперечные – расчетными, обеспечивающими прочность балки по наклонным сечениям. Приопорные участки балок, для предотвращения образования продольных трещин, при отпуске натяжения арматуры (или ограничения ширины их раскрытия) усиливают дополнительными поперечными стержнями, которые приваривают к стальным закладным деталям. Повысить трещиностойкость приопорного участка балки можно созданием двухосного предварительного напряжения (натяжением также и поперечных стержней).

Двускатные балки двутаврового сечения для ограничения ширины раскрытия трещин, возникающих в верхней зоне при отпуске натяжения арматуры, целесообразно армировать также и конструктивной напрягаемой арматурой, размещаемой в уровне верха сечения на опоре. Этим уменьшаются эксцентриситет силы обжатия и предварительные растягивающие напряжения в бетоне верхней зоны.

Двускатные балки прямоугольного сечения с часто расположенными отверстиями условно называют решетчатыми балками (рисунок 6.8). Типовые решетчатые балки, в зависимости от значения расчетной нагрузки, имеют градацию ширины прямоугольного сечения 200, 240 и 280 мм.

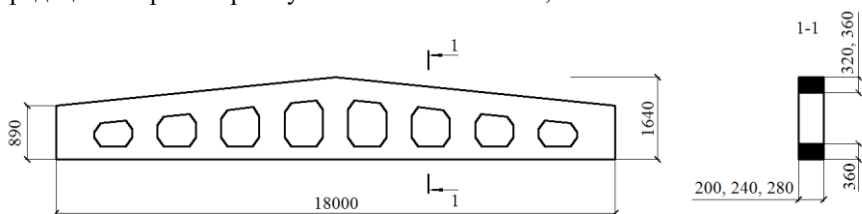


Рисунок 6.8 – Двускатная решетчатая балка покрытия прямоугольного сечения пролетом 18 м

Для крепления плит покрытий в верхнем поясе балок всех типов заложены стальные закладные детали.

В балках предусмотрены закладные детали следующего назначения:

- листы М-15, служащие для приварки к ним (после изготовления балок) накладных опорных листов М-16, при помощи которых балки крепятся к колоннам, стенам или подстропильным балкам;
- листы М-21 и М-23 для крепления плит настила;
- парные уголки М-22 для крепления путей подвешенного подъемно-транспортного оборудования;
- листы М-24 для крепления концов балки к стенке подстропильных балок;
- петли для подъема балок при монтаже.

Балки покрытия рассчитывают как свободно лежащие; нагрузки от плит передаются через ребра. При пяти и более сосредоточенных силах нагрузку заменяют эквивалентной равномерно распределенной. Для двускатной балки расчетным оказывается сечение, расположенное на некотором расстоянии x от опоры.

Поперечную арматуру определяют из расчета прочности по наклонным сечениям. Затем выполняют расчеты по трещиностойкости и прогибам, а также расчеты прочности и трещиностойкости на усилия, возникающие при изготовлении, транспортировании и монтаже. При расчете прогибов трапециевидных балок следует учитывать, что они имеют переменную по длине жесткость.

Для расчета балок покрытий разработаны программы, согласно которым может быть выполнен выбор оптимального варианта конструкции. Варьируя переменными параметрами (класс бетона, класс арматуры, размеры поперечного сечения, степень натяжения арматуры и др.), компьютер выбирает для заданного пролета и нагрузки лучший вариант балки по расходу бетона, арматуры, стоимости и выдает данные для конструирования.

Технико-экономические показатели двускатных балок покрытий в зависимости от формы сечения и вида напрягаемой арматуры, приведены в таблице 6.1.

Таблица 6.1 – Технико-экономические показатели двускатных балок покрытий пролетом 18 м при шаге 6 м и расчетной нагрузке 3,5–5,5 кН/м²

Тип балки	Масса балки, т	Класс бетона	Объем бетона, м ³	Общий расход стали на балку, кг
Двугаврового сечения с напрягаемой арматурой:	стержневой	C20/25, C35/40	3,64	468–738
	канатной	C25/30, C35/40	3,64	360–565
	проволочной	C20/25, C35/40	3,64	359–552
Решетчатая с напрягаемой арматурой:	стержневой	C25/30, C35/40	3,4–4,84	530–875
	канатной	C25/30, C35/40	3,4–4,84	418–662
	проволочной	C25/30, C35/40	3,4–4,84	397–644

Балки двугаврового сечения (рисунок 6.9) экономичнее решетчатых по расходу арматуры приблизительно на 15 %, по расходу бетона – приблизительно на 13 %.

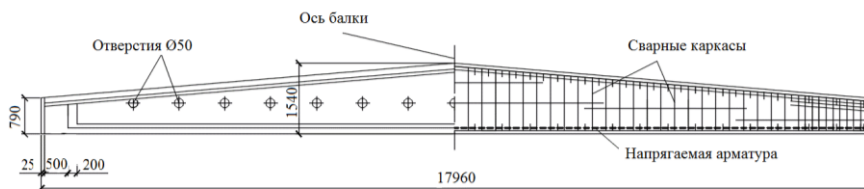


Рисунок 6.9 – Двускатная балка покрытия двугаврового сечения пролетом 18 м

При наличии подвесных кранов и грузов расход стали в балках увеличивается на 20–30 %.

6.3 Железобетонные фермы

Железобетонные фермы применяют в качестве ригелей покрытий при пролетах 18 м и более и шаге 6 или 12 м. Наиболее рационально применять их при пролетах 24 и 30 м. При пролете 18 м экономичнее использовать

балки покрытий, но часто применяют и фермы, особенно при наличии разнообразных технологических коммуникаций (воздуховодов, трубопроводов, кабелей и т. п.), которые удобно разместить в межферменном пространстве. Фермы с пролетами более 30 м получаются слишком тяжелыми, требуется членение их на отдельные блоки с последующей укрупнительной сборкой, что существенно увеличивает стоимость.

Очертание поясов и решетки железобетонных ферм зависит от профиля кровли и общей компоновки покрытия. Основные типы железобетонных ферм представлены на рисунках 6.10–6.13.

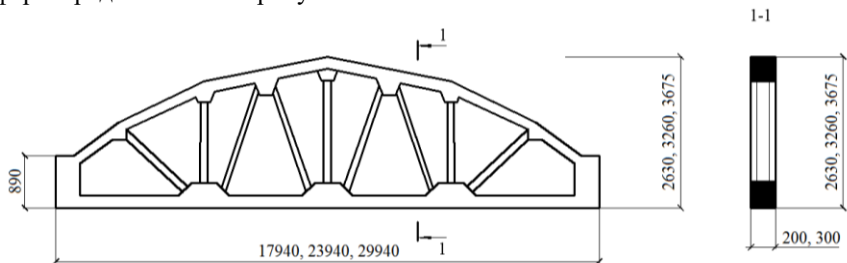


Рисунок 6.10 – Сегментная раскосная ферма

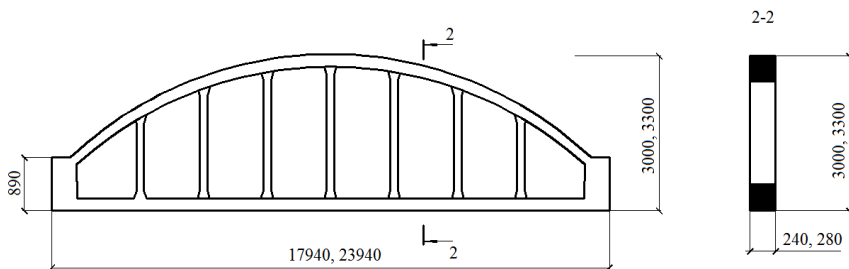


Рисунок 6.11 – Арочная безраскосная ферма

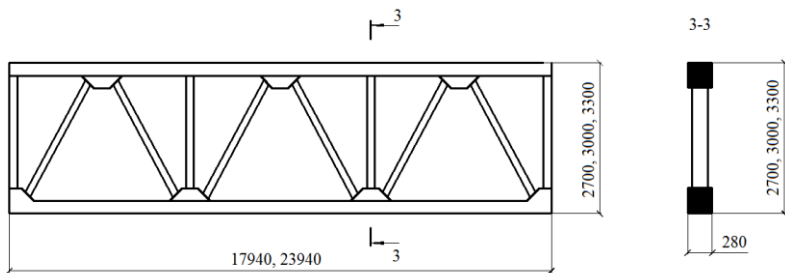


Рисунок 6.12 – Ферма с параллельными поясами

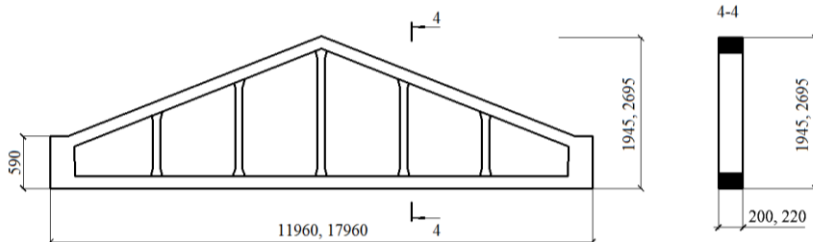


Рисунок 6.13 – Треугольная ферма

Высоту ферм всех типов в середине пролета назначают $1/7$ – $1/9$ пролета. Панели верхнего пояса, образующие многоугольник, углы которого расположены примерно на окружности, проектируют размером 3 м, равным ширине типовых сборных железобетонных плит покрытия. Нижний пояс делают предварительно напряженным. По второй группе предельных состояний проверяют внецентренно растянутые элементы ферм по образованию и раскрытию трещин. Прогиб ферм получается меньше допустимого и его не проверяют.

Для ферм уменьшение размеров сечений и снижение общей массы достигается применением классов бетона по прочности C25/30–C35/45 и установлением высоких процентов армирования сечений поясов.

Решетка ферм может быть закладной из заранее изготовленных железобетонных элементов с выпусками арматуры, которые устанавливают перед бетонированием поясов и втапливают в узлы на 30–50 мм, или изготавливаемой одновременно с бетонированием поясов. Ширина сечения закладной решетки должна быть меньше ширины сечения поясов, а ширина сечения решетки, бетонируемой одновременно с поясами, должна быть равна ширине сечения последних.

Ширину сечения верхнего и нижнего поясов ферм из условий удобства изготовления принимают одинаковой величины. Ширину сечения поясов при шаге ферм 6 м принимают 200–250 мм, а при шаге ферм 12 м – 300–350 мм.

Армирование нижнего растянутого пояса должно выполняться с соблюдением расстояний в свету между напрягаемыми стержнями, канатами, спаренной проволокой, что обеспечивает удобство укладки, уплотнения бетонной смеси. Вся растянутая арматура должна охватываться замкнутыми конструктивными хомутами, устанавливаемыми с шагом 500 мм.

Верхний сжатый пояс и решетки армируют ненапрягаемой арматурой в виде сварных каркасов. Растянутые элементы решетки при значительных усилиях выполняют предварительно напряженными.

Сегментные, арочные, а также фермы с параллельными поясами предназначены для покрытий с рулонной кровлей, треугольные – под кровлю из асбестоцементных и металлических волнистых листов.

Наиболее рациональны сегментные и арочные фермы, имеющие ломаные и криволинейные верхние пояса. По сравнению с другими у них меньше усилия в элементах решетки, что позволяет делать ее более редкой. Незначительная высота этих ферм на опоре позволяет уменьшить общую высоту здания.

Сегментные фермы, как наиболее экономичные из раскосных ферм пролетами 18–24 м, приняты в качестве типовых для покрытий промышленных зданий со скатной кровлей. К недостаткам этих ферм можно отнести значительную суммарную длину элементов решетки и сложные узлы.

Арочные безраскосные фермы значительно удобнее и технологичнее в изготовлении, у них проще армирование узлов, есть возможность удобно использовать межферменное пространство для технических этажей и коммуникаций. Поэтому эти фермы широко применяют для покрытий зданий как со скатной, так и с малоуклонной или плоской кровлей. Особенностью статической работы таких ферм является возникновение довольно больших изгибающих моментов в стойках и поясах, что требует дополнительного армирования.

Безраскосные железобетонные фермы широко применяются в качестве стропильных конструкций одноэтажных и перекрытий многоэтажных промышленных зданий. По сравнению с раскосными фермами безраскосные более удобны для размещения в межферменном пространстве инженерных коммуникаций и технологического оборудования.

Безраскосные фермы являются многократно статически неопределимыми конструкциями. Для определения внутренних усилий в элементах фермы используются точные и приближенные методы. Для точного расчета применяют метод сил и различные программные комплексы (метод конечных элементов, программа «Лира», SCAD и т. п.). Расчетная схема безраскосной фермы представлена на рисунке 6.14.

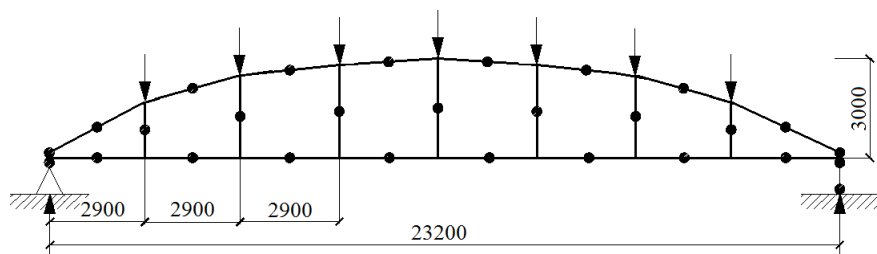


Рисунок 6.14 – Расчетная схема безраскосной фермы

Применяются безраскосные фермы двух типов: сегментные с верхним поясом криволинейного или ломанного очертания и с параллельными поясами. При применении ферм с верхним поясом криволинейного очертания предпочтение отдается круговому. При круговом очертании улучшаются условия монтажа плит покрытия, швы между которыми становятся минимальными, а переломы в кровле – малозаметными.

Треугольные фермы самые невыгодные ввиду их большой высоты и значительного расхода материалов. Применение таких ферм оправдано только в случае использования кровли со значительным уклоном.

Наиболее целесообразны по распределению материала сегментные или арочные фермы с ломаным или криволинейным верхним поясом, приближающимся по очертанию к параболической эпюре моментов. В этих фермах усилия в поясах распределяются более равномерно, а усилия в решетке значительно меньше, чем в фермах других очертаний. Сегментные и арочные фермы имеют незначительную высоту на опоре, что позволяет уменьшить высоту стен. Фермы трапециевидные и с параллельными поясами имеют большую высоту на опоре, что увеличивает расход материала на стены здания. Они тяжелее сегментных и арочных ферм, но менее трудоемки.

Контрольные вопросы

- 1 Какие задачи решаются при выполнении испытаний?
- 2 Что представляют собой плиты беспроемных покрытий?
- 3 Как изготавливают двухконсольную плиту покрытия типа 2Т?
- 4 Опишите конструкцию П-образной плиты.
- 5 Из какого класса бетона выполняются двускатные балки?
- 6 Опишите конструктивные схемы балок покрытий.
- 7 Каким образом располагают проволоку при армировании балок?
- 8 Сравните технико-экономические показатели двускатных балок.
- 9 Назовите основные типы железобетонных ферм.
- 10 Какие фермы удобнее и технологичнее в изготовлении?
- 11 Область применения безраскосных железобетонных ферм.
- 12 Описать расчетную схему безраскосной фермы.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1 **Байков, В. Н.** Железобетонные конструкции : учеб. / В. Н. Байков, Э. Е. Сига-лов. – 2-е изд., перераб. и доп. – М. : Стройиздат, 1976. – 783 с.

2 **Бондаренко, В. М.** Расчет железобетонных и каменных конструкций : учеб. пособие / В. М. Бондаренко, А. И. Судницын, В. Г. Назаренко ; под ред. В. М. Бондаренко. – М. : Высш. шк., 1988. – 304 с.

3 **Гершанок, Р. А.** Безраскосные железобетонные фермы для покрытий про-мышленных зданий / Р. А. Гершанок, В. А. Клевцов. – Л. : Стройиздат, 1974. – 128 с.

4 **СП 5.03.01–2020.** Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проекти-рования. – Взамен СНБ 5.03.01–02 ; введ. 2020–11–16. – Минск : Минстройархитек-туры Респ. Беларусь, 2020. – 244 с.

5 **ГОСТ 12004–81.** Сталь арматурная. Методы испытания на растяжение. – Вза-мен ГОСТ 12004–66 ; введ. 1983–07–01. – М. : Стандартиформ, 1981. – 16 с.

6 **ГОСТ 10180–2012.** Бетоны. Методы определения прочности по контрольным образцам. – Взамен ГОСТ 10180–90 ; введ. 2016–02–01. – М. : Стандартиформ, 2015. – 33 с.

7 **ГОСТ 24452–80.** Бетоны. Методы определения призмочной прочности, модуля упругости и коэффициента Пуассона. – Введ. 1982–01–01. – М. : Стандартиформ, 1980. – 20 с.

8 **ГОСТ 18105–2018.** Бетоны. Правила контроля и оценки прочности. – Взамен ГОСТ 18105–2010 ; введ. 2020–03–01. – М. : Стандартиформ, 2019. – 20 с.

9 **ГОСТ 8829–2018.** Изделия строительные железобетонные и бетонные завод-ского изготовления. Методы испытаний нагружением. Правила оценки прочности, жесткости и трещиностойкости. – Взамен ГОСТ 8829–94 ; введ. 2020–03–01. – М. : Стандартиформ, 2019. – 19 с.

10 **Скобелева, Е. А.** Экспериментальные исследования прочности и деформа-тивности железобетонных и каменных конструкций : практикум / Е. А. Скобелева, А. О. Ветрова, Д. В. Николаев. – Орел : ФГБОУ ВО «ОГУ им. И. С. Тургенева», 2016. – 97 с.

11 **Хромец, Ю. Н.** Современные конструкции промышленных зданий / Ю. Н. Хромец. – М. : Стройиздат, 1982. – 351 с.

12 Испытание железобетонных конструкций : учеб. пособие / В. А. Яров [и др.]. – Красноярск : КрасГАСА, 1999. – 98 с.

Учебное издание

ЯКИМЧИК Татьяна Сергеевна

Железобетонные конструкции

Пособие

Редактор *Я. В. Войтеховская*

Технический редактор *В. Н. Кучерова*

Компьютерный набор и верстка *Т. С. Якимчик и Т. И. Шляхтовой*

Подписано в печать 24.03.2021 г. Формат 60×84¹/₁₆.
Бумага офсетная. Гарнитура Times. Печать на ризографе.
Усл. печ. л. 2,32. Уч.-изд. л. 2,09. Тираж 100 экз.
Зак. № 915. Изд. № 61

Издатель и полиграфическое исполнение:
Белорусский государственный университет транспорта.
Свидетельство о государственной регистрации издателя,
изготовителя, распространителя печатных изданий
№ 1/361 от 13.06.2014.
№ 2/104 от 01.04.2014.
№ 3/1583 от 14.11.2017.
Ул. Кирова, 34, 246653, г. Гомель

**МИНИСТЕРСТВО ТРАНСПОРТА И КОММУНИКАЦИЙ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ
УЧРЕЖДЕНИЕ ОБРАЗОВАНИЯ
«БЕЛОРУССКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ УНИВЕРСИТЕТ ТРАНСПОРТА»**

Кафедра строительных технологий и конструкций

Т. С. ЯКИМЧИК

ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

Пособие

Гомель 2021