



НАЦИОНАЛЬНЫЙ ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ
МОСКОВСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ

**СТРОИТЕЛЬНЫЙ
УНИВЕРСИТЕТ**

Издательство МИСИ – МГСУ

А.В. Алексейцев

СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ

Учебно-методическое пособие



ISBN 978-5-7264-2044-8

© Национальный исследовательский
Московский государственный
строительный университет, 2019



Москва
2019

УДК 624
ББК 38.5
А47

Рецензенты:

доктор архитектуры, профессор *В.Н. Ткачев*, профессор архитектурного факультета
ФГБОУ ВО «МГАХИ им. В.И. Сурикова»;
кандидат технических наук *Е.А. Демина*,
начальник отдела расчета строительных конструкций АО «Институт «Оргэнергострой»

Алексейцев, А.В.

А47 Строительные конструкции [Электронный ресурс] : учебно-методическое пособие / А.В. Алексейцев ; Министерство науки и высшего образования Российской Федерации, Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, кафедра железобетонных и каменных конструкций. — Электрон. дан. и прогр. (2,51 Мб). — Москва : Издательство МИСИ – МГСУ, 2019. — Режим доступа: http://lib.mgsu.ru/Scripts/irbis64r_91/cgiirbis_64.exe?C21COM=F&I21DBN=IBIS&P21DBN=IBIS&S21CNR=20&Z21ID= — Загл. с титул. экрана.

ISBN 978-5-7264-2044-8

В учебно-методическом пособии содержится теоретический материал и рекомендации для проведения практических занятий по дисциплине «Строительные конструкции». При подготовке издания учтены последние требования Министерства науки и высшего образования РФ, а также требования Федеральных государственных образовательных стандартов высшего профессионального образования.

Для обучающихся по направлению подготовки 20.03.01 Техносферная безопасность, профиль «Пожарная безопасность».

Учебное электронное издание

© Национальный исследовательский
Московский государственный
строительный университет, 2019

Редактор *Т.Н. Дони́на*
Корректор *В.К. Чу́рова*
Компьютерная правка и верстка *О.В. Суховой*
Дизайн первого титульного экрана *Д.Л. Разумного*

Для создания электронного издания использовано:
Microsoft Word 2010, ПО Adobe Acrobat

Подписано к использованию 25.11.2019 г. Объем данных 2,51 Мб.

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего образования
«Национальный исследовательский
Московский государственный строительный университет».
129337, Москва, Ярославское ш., 26.

Издательство МИСИ – МГСУ.
Тел.: (495) 287-49-14, вн. 13-71, (499) 188-29-75, (499) 183-97-95.
E-mail: ric@mgsu.ru, rio@mgsu.ru.

Оглавление

ВВЕДЕНИЕ	5
ПЕРЕЧЕНЬ ПРАКТИЧЕСКИХ ЗАНЯТИЙ И САМОСТОЯТЕЛЬНОЙ РАБОТЫ, ПРЕДУСМОТРЕННЫХ РАБОЧЕЙ ПРОГРАММОЙ ДИСЦИПЛИНЫ	6
1. ИСТОРИЯ РАЗВИТИЯ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ.....	11
1.1. Железобетонные конструкции.....	11
1.2. Стальные конструкции	12
1.3. Конструкции из дерева и пластмасс.....	13
Практическое занятие 1 ОСНОВЫ ПОИСКА НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКОЙ ИНФОРМАЦИИ ПО СТРОИТЕЛЬНЫМ КОНСТРУКЦИЯМ В ИНФОРМАЦИОННЫХ СИСТЕМАХ И НАУКОМЕТРИЧЕСКИХ БАЗАХ	15
2. ФУНКЦИОНАЛЬНЫЕ ПРОЦЕССЫ В ЗДАНИЯХ. ОСНОВНЫЕ СВЕДЕНИЯ О НАГРУЗКАХ И ВОЗДЕЙСТВИЯХ НА КОНСТРУКТИВНЫЕ СИСТЕМЫ ЗДАНИЙ И ИХ ЭЛЕМЕНТЫ	16
Практическое занятие 2 СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ ЗДАНИЙ И ИХ РАСЧЕТНЫЕ СХЕМЫ. ПОНЯТИЕ О СТАТИЧЕСКИХ И ДИНАМИЧЕСКИХ НАГРУЗКАХ. ТЕМПЕРАТУРНЫЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ. ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ И ПРЕДЕЛЬНОЕ РАВНОВЕСИЕ КОНСТРУКЦИЙ	16
2.1. Краткие теоретические сведения. Общие положения	16
2.2. Основы расчетов строительных конструкций по предельным состояниям.....	18
2.3. Основные положения метода предельного равновесия	20
2.4. Основные понятия об ударных динамических нагрузках.....	21
2.5. Анализ динамического поведения строительных конструкций при разрушениях отдельных элементов.....	25
2.6. Методика расчета стержневых конструкций на воздействие температуры.....	26
2.7. Алгоритм проектирования конструкции	27
Практическое занятие 3 ОСНОВНЫЕ ПРИНЦИПЫ РАСПРЕДЕЛЕНИЯ НАГРУЗОК НА ПРИМЕРАХ КОНСТРУКЦИЙ ОБЩЕСТВЕННОГО ЗДАНИЯ.....	35
2.8. Краткие теоретические сведения.....	35
Примеры расчетов по сбору нагрузок	37
Пример 1. Необходимо определить нагрузку на 1 м^2 от собственного веса перекрытия.....	37
Практическое занятие 4 ОПРЕДЕЛЕНИЕ УСИЛИЙ В БАЛКАХ. ИСПОЛЬЗОВАНИЕ ТРАДИЦИОННЫХ ПОДХОДОВ И ТИПОВЫХ СХЕМ РАСЧЕТА БАЛОЧНЫХ КОНСТРУКЦИЙ	44
2.9. Краткие теоретические сведения. Определение внутренних усилий в простых балках. Методика построения эпюр	45
2.10. Использование справочных данных для определения усилий	51
Библиографический список.....	57

ВВЕДЕНИЕ

Учебно-методическое пособие содержит краткие теоретические сведения и справочные материалы, необходимые обучающимся для освоения дисциплины «Строительные конструкции» (уровень образования — бакалавриат).

Материалы пособия способствуют получению и развитию у обучающихся основных навыков применения в своей профессиональной деятельности требований действующих нормативных документов к учету нагрузок и воздействий, проектированию балочных и рамных конструкций из различных материалов. В пособии изложены практические приемы перехода от реальной конструкции к ее расчетной схеме, сбора нагрузок на конструкции. Дано решение практических задач распределения нагрузок на конструкции, определения расчетных усилий, расчетов на динамические и температурные воздействия.

ПЕРЕЧЕНЬ ПРАКТИЧЕСКИХ ЗАНЯТИЙ И САМОСТОЯТЕЛЬНОЙ РАБОТЫ, ПРЕДУСМОТРЕННЫХ РАБОЧЕЙ ПРОГРАММОЙ ДИСЦИПЛИНЫ

Рабочей программой дисциплины «Строительные конструкции» предусмотрены 32 часа практических занятий, темы которых представлены ниже.

Тематика практических занятий

Раздел дисциплины (модуля)	Тема и содержание занятия	Количество часов
Определение дисциплины, основные понятия о зданиях, сооружениях. История развития строительных конструкций	Основы поиска научно-технической информации по строительным конструкциям в информационных системах и наукометрических базах. Примерные темы и требования к составу научно-технического обзора (реферата)	2
Функциональные процессы в зданиях. Основные сведения о нагрузках и воздействиях на конструктивные системы зданий и их элементы	Строительные конструкции зданий и их расчетные схемы. Понятие о статических и динамических нагрузках. Температурные воздействия. Предельные состояния и предельное равновесие конструкций	4
	Основные принципы распределения нагрузок на примерах конструкций общественного здания	2
	Определение усилий в балках. Использование традиционных подходов и типовых схем расчета балочных конструкций	2
Конструкции зданий и сооружений. Общие подходы к проектированию в нормальных условиях эксплуатации. Оценка удовлетворения нормативным требованиям	Конструкции фундаментов. Упрощенная методика проектирования	2
	Кирпичные стены. Основы проектирования столбов, простенков и проемов	2
	Железобетонные балки. Выбор типовых конструкций заводского изготовления	2
	Стальные балки из стандартных профилей. Проектирование и проверка эксплуатационных требований	2
	Основы проектирования элементов стропильной системы	2
Основные понятия о пожарной опасности и огнестойкости строительных конструкций и противопожарных преград. Пожарно-техническая классификация	Проектирование деревянных конструкций с учетом нормативных пожарно-технических требований	4
	Проектирование стальных конструкций с учетом нормативных пожарно-технических требований	4
	Проектирование бетонных и железобетонных конструкций с учетом нормативных пожарно-технических требований	4
<i>Всего</i>		32

Перечень результатов образования и направлений для самостоятельной работы обучающихся представлен далее.

Таблица 1.2

Результаты образования

Компетенция по ФГОС	Код	Основные показатели оценивания (показатели достижения результата)
Способность решать задачи профессиональной деятельности в составе научно-исследовательского коллектива	ПК-21	<p>Обучающийся:</p> <p><i>Знает:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> – профессиональную терминологию, смысл, содержание методики архитектурной деятельности, а также лучшие произведения отечественной и мировой архитектуры; – основы проектирования строительных конструкций, их основные виды и элементы; действующие нормы архитектурно-строительного проектирования; <p><i>Умеет:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> – решать задачи выбора проектных параметров для строительных конструкций. Проводить обоснование проектных решений с использованием нормативной документации; <p><i>Имеет навыки:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> – оценки соответствия строительных конструкций предъявляемым к ним нормативным эксплуатационным требованиям;
Способность применять на практике навыки проведения и описания исследований, в том числе экспериментальных	ПК-23	<p>Обучающийся:</p> <p><i>Знает:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> – базовые особенности применения положений нормативной базы для проектирования строительных конструкций различных типов; <p><i>Умеет:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> – воспринимать проектные конструктивные решения зданий, описывать, анализировать и обобщать результаты исследований, проводимых по заданным методикам; <p><i>Имеет навыки:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> – обработки, систематизации и корректного использования проектных данных в области строительных конструкций

Таблица 1.3

Структура самостоятельной работы обучающихся

Раздел дисциплины (модуля)	Виды самостоятельной работы	Количество академических часов	
		в период теоретического обучения	в сессию
Определение дисциплины, основные понятия о зданиях, сооружениях. История развития строительных конструкций	Изучение тем дисциплины, написание реферата. Подготовка к контрольному мероприятию (экзамен)	30	4
Функциональные процессы в зданиях. Основные сведения о нагрузках и воздействиях на конструктивные системы зданий и их элементы	Изучение тем дисциплины, подготовка к устному опросу 1. Подготовка к контрольному мероприятию (экзамен)	20	6
Конструкции зданий и сооружений. Общие подходы к проектированию в нормальных условиях эксплуатации. Оценка удовлетворения нормативным требованиям	Изучение тем дисциплины, подготовка к контрольной работе 1. Подготовка к контрольному мероприятию (экзамен)	55	12
Основные понятия о пожарной опасности и огнестойкости строительных конструкций и противопожарных преград. Пожарно-техническая классификация	Изучение тем дисциплины, подготовка к устному опросу 2 Подготовка к контрольному мероприятию (экзамен)	20	5
<i>Всего</i>		125	27

Основными формами самостоятельной работы обучающегося могут быть:

- чтение и изучение основной и дополнительной литературы, включая справочные издания, конспект лекций;
- изучение нормативной базы дисциплины;
- ознакомление с терминами и понятиями с помощью энциклопедий, словарей, справочников;
- изучение методической литературы по дисциплине;
- составление перечня неусвоенных вопросов с последующей консультацией у преподавателя.

Типовые задания для контрольной работы 1

1. Выполнить сбор нагрузок на междуэтажное перекрытие.
2. Выполнить сбор нагрузок на покрытие.
3. Построить расчетную схему конструкции.
4. Вычислить значение сосредоточенной силы, действующей на фундамент.
5. Вычислить погонную нагрузку на балку перекрытия.
6. Выполнить сбор погонной нагрузки на стену.
7. Выполнить подбор стандартного профиля стальной балки.
8. Выполнить подбор железобетонной балки (прогона, перемычки) заводского изготовления.
9. Выполнить назначение размеров сечения деревянной балки.
10. Выполнить назначение размеров сечения деревянной стойки.
11. Вычислить размеры подошвы столбчатого фундамента.
12. Вычислить ширину подошвы ленточного фундамента.
13. Вычислить погонную нагрузку на балку перекрытия.
14. Выполнить сбор погонной нагрузки на стену.

Вопросы для подготовки к устному опросу 1

1. Экологические аспекты производства железобетонных конструкций.
2. Экологические аспекты производства металлических конструкций.
3. Экологические аспекты производства конструкций из дерева и пластмасс.
4. Роль предварительного напряжения для строительных конструкций.
5. Строительные конструкции с управляемым напряженно-деформируемым состоянием.
6. Строительные конструкции с адаптационной приспособляемостью к авариям.
7. Строительные конструкции на объектах культурного наследия. Принципы реставрации и реконструкции.
8. Основные способы усиления и восстановления несущей способности железобетонных конструкций.
9. Основные способы усиления и восстановления несущей способности металлических конструкций.
10. Основные способы усиления и восстановления несущей способности конструкций из дерева и пластмасс.

Вопросы для подготовки к устному опросу 2

1. Методы повышения огнестойкости металлических конструкций.
2. Методы повышения огнестойкости конструкций из дерева и пластмасс.
3. Повышение огнестойкости железобетонных конструкций.
4. Повышение огнестойкости конструкций из различных материалов (комбинированных).
5. Безмоментные конструкции. Область применения и теория расчета.
6. Метод конечных элементов для расчета металлических конструкций.
7. Метод конечных элементов для расчета железобетонных конструкций.
8. Метод конечных элементов для расчета конструкций из дерева и пластмасс.
9. Пространственные конструкции. Классификация, расчетные схемы.
10. Нормативная база для проектирования строительных конструкций.
11. Нагрузки и воздействия на здания и сооружения. Запроектные воздействия.

Темы рефератов

1. История развития теории проектирования металлических конструкций.
2. История развития теории проектирования железобетонных конструкций.
3. История развития теории проектирования конструкций из дерева и пластмасс.
4. Теория оптимального проектирования железобетонных конструкций.
5. Теория оптимального проектирования стальных конструкций.
6. Теория оптимального проектирования конструкций из дерева и пластмасс.
7. Современные научные исследования в области расчета железобетонных конструкций.
8. Современные научные исследования в области расчета металлических конструкций.
9. Современные научные исследования в области расчета конструкций из дерева и пластмасс.
10. Методы повышения огнестойкости металлических конструкций.
11. Методы повышения огнестойкости конструкций из дерева и пластмасс.
12. Поиск рациональных форм большепролетных конструкций.
13. Балки и балочные системы. Виды, история, эволюция.
14. Безмоментные конструкции. Область применения и теория расчета.
15. Метод конечных элементов для расчета металлических конструкций.
16. Метод конечных элементов для расчета железобетонных конструкций.
17. Метод конечных элементов для расчета конструкций из дерева и пластмасс.
18. Пространственные конструкции. Классификация, расчетные схемы.
19. Современная нормативная база для проектирования строительных конструкций.
20. Нагрузки и воздействия на здания и сооружения. Запроектные воздействия.
21. Экологические аспекты производства железобетонных конструкций.
22. Экологические аспекты производства металлических конструкций.
23. Экологические аспекты производства конструкций из дерева и пластмасс.
24. Роль предварительного напряжения для строительных конструкций.
25. Строительные конструкции с управляемым напряженно-деформируемым состоянием.
26. Строительные конструкции с адаптационной приспособляемостью к авариям.
27. Строительные конструкции на объектах культурного наследия. Принципы реставрации и реконструкции.
28. Основные способы усиления и восстановления несущей способности железобетонных конструкций.
29. Основные способы усиления и восстановления несущей способности металлических конструкций.
30. Основные способы усиления и восстановления несущей способности конструкций из дерева и пластмасс.

Структура реферативных обзоров по строительным конструкциям

Реферативный обзор может содержать следующие основные структурные элементы:

- оглавление. Приводится структура информации в реферате в виде параграфов, подпараграфов, приложений;
- введение. Указывается актуальность исследований и основной смысл проведенной реферативной работы. Можно отметить выявленные научно-технические проблемы по результатам обзора (если таковые имеются);
- основная обзорно-аналитическая часть. Приводится материал из научных источников информации (статей в журналах, монографий, тезисов в сборниках трудов и т.п.) со ссылкой на источник заимствования. Описываемая информация может быть обобщена и критически оценена;

– выводы. Даются общие выводы по проведенному обзору, выявляются возможные направления для дальнейших исследований, в том числе предложенные авторами работ. В качестве выводов может быть приведена классификация по проблеме исследований;

– список использованных литературных источников. Оформляется в соответствии с требованиями стандартов к списку литературы;

– глоссарий. Содержит перечень профессиональных терминов на английском языке, встречавшихся при переводе статей и аннотаций зарубежных литературных источников;

– приложения. В приложения помещают рисунки, формулы, графики, таблицы и текст, имеющие второстепенное значение, но необходимые для полного понимания сути излагаемого материала.

Обучающиеся обязаны ознакомиться с научными разработками по теме реферата, выполненными учеными НИУ МГСУ, других вузов и научно-исследовательских центров; изучить публикации в центральных научно-технических журналах, авторефераты и диссертации на соискание ученой степени кандидата и доктора наук, а также научные труды зарубежных ученых. Рекомендуются ознакомиться с патентами на изобретения и полезные модели.

Для поиска информации рекомендуется к использованию краткий перечень журналов: «Промышленное и гражданское строительство», «Строительство и реконструкция», «Инженерно-строительный журнал», «Жилищное строительство», «Тепловые процессы в технике», «Вестник гражданских инженеров», «Инженерные изыскания», «Инженерная экология», «Справочник. Инженерный журнал», «Вестник МГСУ», «Строительство: наука и образование» и др. Многие статьи доступны через сайт elibrary.ru.

Литературный обзор должен представлять собой критическое осмысление известных решений по тематике реферата. Обзор должен быть написан кратко, ясно и легко читаться. Простое упоминание статей, относящихся к теме, без краткого описания и критического их анализа не допускается. Ссылки на диссертации или монографии должны сопровождаться указанием на конкретную задачу, подлежащую изменению или более углубленному дополнительному исследованию.

Объем работы составляет не более 30 страниц (без учета иллюстраций и приложений). Текст реферата печатают на листах формата А4 (210×297 мм).

Рамки и надписи на листах не выполняют. Текст рекомендуется набирать в редакторе Word, шрифтом Times New Roman, кегль 14, интервал полуторный. Поля страниц: левое 25 мм, правое 15 мм, верхнее и нижнее по 20 мм. Текст выравнивают по ширине. Каждый абзац начинают с красной строки, с отступом 1,25 см. В тексте реферата и на чертежах запрещаются сокращения, кроме общепринятых.

Реферат должен быть подготовлен исходя из анализа не менее чем 10 отечественных научных источников не старше 10 лет, двух-трех патентов на изобретения, 5–10 иностранных источников. По результатам чтения иностранных источников должен быть составлен терминологический словарь, содержащий не менее 30 специальных терминов.

В презентации реферата рекомендуется отразить следующие графические материалы:

- формулировки целей и задач;
- структурную и функциональную схему объекта;
- математические модели объекта;
- краткие формулировки и основные этапы доказательства справедливости ранее известных утверждений, касающихся предмета исследования;
- графики, диаграммы, чертежи, фотографии, характеризующие теоретические и экспериментальные исследования;
- методики, алгоритмы, способы решения научных задач;
- модель экспериментальных исследований;
- результаты сравнения теоретических и экспериментальных данных;
- результаты обработки данных на ЭВМ.

1. ИСТОРИЯ РАЗВИТИЯ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

1.1. Железобетонные конструкции

Краткий исторический очерк [1]

Впервые железобетон появился (почти одновременно) в Европе и Америке. История его создания насчитывает более 200 лет. К настоящему времени самое широкое распространение он получил в строительстве. Железобетонные конструкции — несущие элементы зданий и сооружений, изготавливаемые из железобетона. Появление железобетонных конструкций связано с развитием промышленности, транспорта и торговли во второй половине XIX в. К этому времени уже были достаточно развиты цементная промышленность и черная металлургия, которым предшествовали многовековой опыт строительства из камня, неармированного бетона, дерева и двухсотлетний опыт строительства из металла. Исследования покрытий Царскосельского дворца показали, что русские мастера еще в 1802 г. применяли армированный бетон, не считая при этом, что получили новый строительный материал и не патентуя его.

Первым изделием из железобетона была лодка, построенная Ламбо во Франции в 1850 г. Первые патенты на изготовление изделий из железобетона были получены Монье в 1867–1870 гг. В 1892 г. французский инженер Ф. Геннебик предложил монолитные железобетонные ребристые перекрытия и ряд других рациональных строительных конструкций.

В 1885 г. в Германии инженер Ф. Вайс и профессор И. Баушингер провели первые научные опыты по определению прочности и огнестойкости железобетонных конструкций, сохранности железа в бетоне, сил сцепления арматуры с бетоном и пр. Тогда же впервые инженер М. Кёнен высказал предположение, подтвержденное опытами, что арматура должна располагаться в тех частях конструкции, где можно ожидать растягивающие усилия. В 1886 г. М. Кёнен предложил первый метод расчета железобетонных плит, который способствовал развитию интереса к новому материалу и более широкому распространению железобетона в Германии и Австро-Венгрии. В 1891 г. талантливый русский строитель профессор Н.А. Белелюбский первым провел серию испытаний железобетонных конструкций (плит, балок, арок, резервуаров, силосов для зерна, моста пролетом 17 м), которые по методике испытаний и полученным результатам во многом превосходили работы зарубежных ученых и послужили базой для широкого распространения железобетона в строительстве.

В России железобетон стали применять с 1886 г. для перекрытий по металлическим балкам.

В 1911 г. в России были изданы первые технические условия и нормы для железобетонных сооружений. Время разработки предложений Ф. Геннебика, т.е. конец XIX в., можно считать началом *первого* этапа в развитии железобетона, характеризуемого появлением разного рода железобетонных стержневых систем. С этого момента повсеместно вошел в практику и метод расчета бетонных конструкций по допустимым напряжениям, основанный на законах сопротивления упругих материалов. В 1904 г. в г. Николаеве по проекту инженеров Н. Пятницкого и А. Барышникова был построен первый в мире морской маяк из монолитного железобетона высотой 36 м, со стенами толщиной 10 см вверху и до 20 см внизу. Примерно в то же время были применены безбалочные междуэтажные перекрытия склада молочных продуктов в Москве. Приоритет создания этих конструкций принадлежит русскому инженеру, впоследствии выдающемуся ученому А.Ф. Лолейту. Однако в дореволюционной России не было условий для подлинного прогресса в развитии железобетона. Впервые идея предварительного напряжения элементов, работающих на растяжение, была выдвинута и осуществлена в 1861 г. русским артиллерийским инженером А.В. Гадолиным применительно к изготовлению стальных стволов артиллерийских орудий. Вопрос о применении предварительно напряженной арматуры в железобетонных конструкциях был поднят в 1928 г. в работах Э. Фрейссипэ, а затем в работах немецких инженеров Ф. Дишингера, Е. Хойера, У. Финстервальдера и др., послуживших началом практического применения предварительно напря-

женных железобетонных конструкций. После революции 1917 г. железобетонное строительство в России получило невиданный в мире размах. Необходимость максимально экономить материал и снижать стоимость железобетонных конструкций вынуждала советскую школу учитывать все наиболее передовое в европейской и американской практике и широко развивать собственные теоретические и экспериментальные исследования в области железобетона. Вскоре в этих целях после революции был создан ряд научно-исследовательских институтов и лабораторий для теоретического и экспериментального изучения физико-механических свойств бетона и железобетона. В строительных и транспортных вузах были организованы кафедры, что позволило в короткий срок подготовить высококвалифицированных специалистов по железобетону. Это в свою очередь способствовало значительному расширению применения железобетона в гидротехническом и жилищно-гражданском строительстве. В 1925–1932 гг. советские ученые В.М. Келдыш, А.Ф. Лолейт, А.А. Гвоздев, П.Л. Пастернак и др. на базе широких экспериментальных работ разработали общие методы расчета статически неопределимых стержневых систем (арок и рам), которые позволили запроектировать и построить много уникальных для своего времени общественных и промышленных зданий из железобетона. Примерно в 1928 г. железобетон стал широко использоваться в строительстве тонкостенных пространственных конструкций: разнообразных оболочках, складах, шатрах, сводах и куполах. Советский ученый В.З. Власов первым разработал общий практический метод расчета оболочек, значительно опередив зарубежную науку в этой области. В 1937 г. вышла в свет первая в мире «Инструкция по расчету и проектированию тонкостенных покрытий и перекрытий», составленная на основе теоретических и экспериментальных работ, проведенных под руководством А.А. Гвоздева. Применение в строительстве рамных и тонкостенных пространственных систем с использованием их жесткости и монолитности следует считать *вторым* этапом в развитии железобетона. В 1936 г. в СССР впервые был применен предварительно напряженный железобетон для изготовления опор канатной сети на закавказских железных дорогах. Широкому внедрению предварительно напряженных железобетонных конструкций во многом способствовали работы ученых В.В. Михайлова, А.А. Гвоздева, С.А. Дмитриева и др. Огромную работу по изучению и созданию теории и практики железобетонных конструкций и по разработке наиболее прогрессивных решений проводят Научно-исследовательский институт бетона и железобетона (НИИЖБ) и многие другие научно-исследовательские и проектные институты.

1.2. Стальные конструкции

Краткий исторический очерк [2]

Для изготовления металлических конструкций в России до XVII в. железо производилось в небольших количествах кустарным способом. В 1698 г. указом Петра I был основан первый государственный металлургический завод в г. Невьянске, положивший начало промышленной металлургии. Железные элементы строительных конструкций в виде скреп или затяжек для восприятия распора каменных сводов начали применять в XII – XIV вв. (Успенский собор в г. Владимире, XII в.).

В XVII в. появляются первые несущие железные конструкции в виде каркасов куполов (колокольня Ивана Великого в г. Москве, 1600 г.) и железных стропил (перекрытие Архангельского собора в г. Москве, перекрытие над трапезной Троице-Сергиевой лавры в г. Сергиевом-Посаде).

В XVIII в. был освоен процесс литья чугуна для строительных целей и стали внедряться чугунные несущие конструкции. Первый чугунный мост в России был построен в 1784 г. в парке Царского Села под Петербургом, через 5 лет после сооружения первого в мире чугунного моста через р. Северн в Англии.

В XIX в. мостовые конструкции становятся ведущими среди других металлических конструкций. Инженер С.В. Кербедз (1810–1899) построил первый в России железнодорожный мост через р. Лугу с пролетными строениями из сквозных ферм. Инженеру Д.И. Журавскому (1821–1891) принадлежат теория расчета раскосных ферм и теория скалывающих напряжений при изгибе. Профессор Ф.С. Ясинский (1856–1899) разработал методы расчета на устойчивость металлических стержней, что позволило расширить применение стальных конструкций. Профессор Н.А. Белелюбский (1845–1922) создал метрический сортамент стали, улучшил конструкцию мостовых ферм, применив в них раскосную решетку. По его проектам построено много мостов, наиболее крупными из которых являются Сызранский мост через р. Волгу, состоящий из 13 пролетов длиной по 107 м, и мосты Сибирской магистрали.

В начале XIX в. в металлических конструкциях начали применять сварочное железо, а в 40-х гг. появился прокат в виде фасонного железа, двутавровых балок и листа. Постепенно металлические конструкции начали приобретать современные формы. Для соединения элементов стали применять заклепки. В промышленном строительстве металлические конструкции широко применяют для перекрытий. В конце века появились мостовые грузоподъемные краны в цехах заводов.

В начале 30-х гг. XX в. для соединений металлических конструкций начали применять сварку, которая к 40-м гг. получила широкое распространение. Сварка резко продвинула развитие металлических конструкций — они стали легче, снизилась трудоемкость изготовления, упростились соединения и конструктивная форма.

Большой вклад в теорию металлических конструкций внесли академик В.Г. Шухов (1853–1939), руководивший первой организацией, специализировавшейся на проектировании металлических конструкций, а также академик Е.О. Патон. Особая роль принадлежит профессору Н.С. Стрелецкому (1885–1967), автору ряда фундаментальных идей и разработок по предельному состоянию конструкций, основам их расчета и проектирования, создателю и руководителю школы проектирования металлических конструкций. В XX в. изготовление различных металлических конструкций с помощью сварки стало практически массовым.

1.3. Конструкции из дерева и пластмасс

Краткий исторический очерк [3]

Значительное развитие деревянные конструкции получили с начала XVIII в. Строились мосты, набережные, верфи и другие сооружения. Было введено лесопиление вместо тески досок топором. Совершенствовались каркасные конструкции. Однако техника выполнения несущих деревянных конструкций основывалась на плотничном искусстве. Во второй половине XVIII в. роль инженера в развитии деревянных конструкций усиливается в связи с общим развитием инженерных наук. Плотничное искусство уступает место инженерному творчеству.

В 70-х гг. XVIII в. И.П. Кулибин составил проект грандиозного по тем временам однопролетного арочного моста через р. Неву в г. Петербурге пролетом около 300 м с арками многорешетчатого типа и с соединениями на болтах. Была построена и испытана модель моста в $\frac{1}{10}$ натуральной величины. Крупным сооружением из дерева является покрытие над московским манежем с треугольными фермами пролетом 50 м, построенное в 1817 г.

В середине XIX в. Д.И. Журавский запроектировал и построил несколько крупных деревянных железнодорожных мостов. Ему также принадлежит заслуга создания теории расчета решетчатых ферм и составных балок, работающих на сдвиг при изгибе. В гражданских и промышленных зданиях второй половины XIX в. преобладали треугольные фермы из бревен и брусьев со стальными растянутыми элементами. В конце XIX в. были применены первые пространственные покрытия и сооружения в металле и дереве, предложенные и выполненные В.Г. Шуховым.

В советский период небывалые темпы развития народного хозяйства поставили перед строителями новые задачи, в том числе необходимость разработки новых деревянных конструкций. Были применены дощато-гвоздевые конструкции в виде двутавровых балок и рам с перекрестной стенкой. Широкое распространение получили сегментные фермы и трехшарнирные арки из досок на гвоздях. При этом пролеты конструкций достигали 100 м. Впервые в Советском Союзе были применены пространственные дощато-гвоздевые конструкции типа оболочек. Большой вклад в развитие деревянных конструкций внесли такие ученые, как Г.Г. Карлсен, В.М. Коченов, В.В. Большаков, М.Е. Каган, а также создатели теории расчета оболочек В.З. Власов, А.А. Гвоздев и др.

Пространственные сетчатые системы В.Г. Шухова получили развитие в деревянных кружально-сетчатых конструкциях: в СССР — в виде безмоментных кружально-сетчатых сводов Песельника, за рубежом — в так называемых покрытиях Цолльбау с узлами на болтах, которые с 1929 г. широко применялись в строительстве и в нашей стране. В 30-х гг. XX в. инженер В.С. Деревягин разработал соединение на дубовых пластинчатых нагелях для сплачивания брусьев. Составные балки Деревягина с таким соединением нашли применение в верхних поясах металлодеревянных ферм.

Уже в 1937 г. были начаты научные разработки и опытное строительство первых клееных конструкций. Исследования продолжались и в условиях военного времени, причем в порядке опытного строительства были изготовлены почти все разновидности конструкций — балки, арки, фермы. В послевоенные годы работы А.Б. Губенко, Г.Г. Карлсена, М.Н. Плунгянской, А.С. Белозеровой и Н.П. Птицына способствовали дальнейшему развитию клееных деревянных конструкций.

Первые несущие клееные деревянные конструкции в порядке эксперимента были изготовлены в Швейцарии более 60 лет назад, а в Швеции, в США, Канаде, ФРГ, Финляндии до конца 50-х гг. прошлого века несущие клееные деревянные конструкции использовались в незначительных объемах и только с 60-х гг. начато их широкое применение. Промышленное производство клееных деревянных конструкций было организовано в 70-х гг. Из числа построенных можно отметить арки пролетом 45 м в покрытиях складов калийных комбинатов в городах Солигорске, Березниках и Соликамске на Урале, на химико-металлургическом комбинате в г. Калусе на Украине. Пролеты клееных деревянных конструкций для спортивных сооружений с покрытием из трехшарнирных арок кругового очертания равны 63 м в г. Архангельске и 57 м в г. Калинин. В Белоруссии построено несколько спортивных объектов с применением в покрытиях трехшарнирных клееных деревянных арок пролетом 49 м.

Параллельно с развитием конструктивных форм совершенствовались методы расчета деревянных конструкций. Неоднократно издавались нормативные документы на их проектирование. С 1955 г. расчеты всех строительных конструкций производят по методу расчетных предельных состояний, который заменил существовавший ранее метод допускаемых напряжений. Большой вклад в древесиноведение внесли исследования Ф.П. Белянкина, Ю.М. Иванова, Л.М. Перельгина и др., посвященные изучению структуры и физико-механических свойств древесины. Отечественную теорию расчета сжатых, сжато-изгибаемых стержней, в том числе стержней на податливых связях, разработали П.Ф. Плешков, А.Р. Ржаницын, В.Г. Писчиков, Г.В. Свендинский и др. В области антисептирования древесины начало научно обоснованной системе противогнилостных мероприятий заложено А.Н. Борщевским. А.И. Фоломин разработал новый способ сушки и одновременной пропитки древесины в неводных жидкостях. Дальнейшее развитие производства деревянных конструкций предусматривает внедрение конструкций, удовлетворяющих требованиям комплексной механизации их изготовления и монтажа. Получают широкое применение легкие клефанерные конструкции, внедряется бакелизированная фанера, являющаяся наиболее стабильным лесоматериалом по своим физико-механическим свойствам. Клееные

фанерные конструкции стали применять в конце 40-х гг. Клеефанерные балки пролетом 12 м были использованы для перекрытия цеха в г. Электростали. В 50-е гг. было предложено использование фанерных труб и профилей в фермах покрытий и пролетных строений мостов. В последние годы в строительстве внедряют балки и треугольные арки с двутавровым и коробчатым сечением элементов. Трехслойные клеёфанерные плоские и криволинейные панели применяют в куполах, сводах-оболочках и т.д.

История применения пластмасс насчитывает всего несколько десятилетий. В нашей стране изучение свойств конструкционных пластмасс и строительных конструкций на их основе интенсивно началось с развитием химической и нефтехимической промышленности. Изучение физико-механических свойств пластмасс и установление расчетных характеристик позволили обосновать расчеты и методы проектирования строительных конструкций с их применением. В 1958 г. профессором С.С. Давыдовым впервые сформулирована идея создания нового конструкционного материала — пластбетона. В последующие годы под руководством профессоров А.М. Иванова и С.С. Давыдова была разработана технология изготовления изделий из этого материала и проведены исследования по расчету и конструированию.

Дальнейшее развитие и совершенствование деревянных и пластмассовых конструкций основано на индустриализации их изготовления, разработке рациональных схем размещения предприятий, расширении номенклатуры конструкций и разработке новых эффективных форм, на определении областей рационального применения, накоплении, анализе и обобщении опыта эксплуатации, на повышении качества изготовления и на применении новых методов контроля, совершенствовании норм проектирования, обеспечении надежности и долговечности.

Практическое занятие 1

ОСНОВЫ ПОИСКА НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКОЙ ИНФОРМАЦИИ ПО СТРОИТЕЛЬНЫМ КОНСТРУКЦИЯМ В ИНФОРМАЦИОННЫХ СИСТЕМАХ И НАУКОМЕТРИЧЕСКИХ БАЗАХ

Цели занятия: ознакомление с методиками поиска научно-технической информации; получение навыков составления научно-технических обзоров; формирование общих представлений о номенклатуре и схемах работы строительных конструкций.

Продолжительность занятия 90 мин.

Обеспечение занятия:

- настоящее учебное пособие в печатном или электронном виде;
- персональные компьютеры НИУ МГСУ с выходом в Интернет;
- план занятия.

План занятия

Элемент занятия	Продолжительность, мин	Содержание занятия для:	
		обучающегося	преподавателя
Ознакомление с краткими историческими очерками по истории развития строительных конструкций	30	Чтение теоретических сведений, предшествующих выполнению практической части занятия	Ответы на вопросы обучающихся по теоретическому материалу
Раздача тем для рефератов	5	Ознакомление с заданием, вопросы по заданию	Ответы на вопросы обучающихся по заданию
Ознакомление с требованиями к структуре реферата, информационно-справочные системы научно-технической информации WoS и РИНЦ	20	Чтение теоретических сведений, предшествующих выполнению практической части занятия	Ответы на вопросы обучающихся по теоретическому материалу
Выполнение практического задания по поиску научно-технической информации по теме реферата	30	Выполнение практического задания, формирование отчета по практическим занятиям	Помощь обучающимся, консультирование

2. ФУНКЦИОНАЛЬНЫЕ ПРОЦЕССЫ В ЗДАНИЯХ. ОСНОВНЫЕ СВЕДЕНИЯ О НАГРУЗКАХ И ВОЗДЕЙСТВИЯХ НА КОНСТРУКТИВНЫЕ СИСТЕМЫ ЗДАНИЙ И ИХ ЭЛЕМЕНТЫ

Практическое занятие 2 СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ ЗДАНИЙ И ИХ РАСЧЕТНЫЕ СХЕМЫ. ПОНЯТИЕ О СТАТИЧЕСКИХ И ДИНАМИЧЕСКИХ НАГРУЗКАХ. ТЕМПЕРАТУРНЫЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ. ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ И ПРЕДЕЛЬНОЕ РАВНОВЕСИЕ КОНСТРУКЦИЙ

Цели занятия: ознакомление с базовыми принципами проектирования простейших строительных несущих конструкций; развитие навыков составления расчетных схем балочных и рамных конструкций.

Продолжительность занятия 180 мин (2 пары).

Обеспечение занятия:

- настоящее учебное пособие в печатном или электронном виде;
- индивидуальное задание;
- план занятия.

План занятия

Элемент занятия	Продолжительность, мин	Содержание занятия для:	
		обучающегося	преподавателя
Ознакомление с краткими теоретическими сведениями по схематизации конструкций и примерами выполнения заданий	40	Чтение теоретических сведений, предшествующих выполнению практической части занятия	Ответы на вопросы обучающихся по теоретическому материалу
Раздача заданий по построению расчетных схем конструкций	10	Ознакомление с заданием, вопросы по заданию	Ответы на вопросы обучающихся по заданию
Выполнение практического задания по схематизации и расчету конструкций	120	Выполнение практического задания, формирование отчета по практическим занятиям	Помощь обучающимся, консультирование
Выборочная проверка выполнения задания	10	Проверка выполнения самостоятельной работы с учетом комментариев преподавателя	Разбор типовых ошибок

2.1. Краткие теоретические сведения. Общие положения

Для проектирования (выбора геометрических параметров, материалов и структуры) строительных конструкций необходимо выполнить следующие основные этапы:

- 1) схематизация (построение расчетной схемы);
- 2) сбор нагрузок, действующих на конструкцию;
- 3) расчет напряженно-деформированного состояния конструкции;
- 4) выбор топологии, материалов и геометрии конструкции.

Рассмотрим эти этапы подробнее.

1. Схематизация. Внешние силы, действующие на конструкцию, разделяют на сосредоточенные и распределенные.

Силу, или момент, называют *сосредоточенными*, если они условно прикладываются в точке. Очевидно, что такого рода нагрузок существовать не может. Это упрощение, используемое в случаях, когда нагрузка действует на относительно небольших площадках.

Распределенная нагрузка характеризуется интенсивностями γ , p , q , которые могут быть отнесены к единице объема, Н/м^3 , единице площади, Н/м^2 или единице длины, Н/м . Соответственно она называется *объемной*, *поверхностной* и *линейно распределенной* (рис. 2.1, а). Распределенная нагрузка может быть *равномерной* и *неравномерной* (рис. 2.1, б, в).

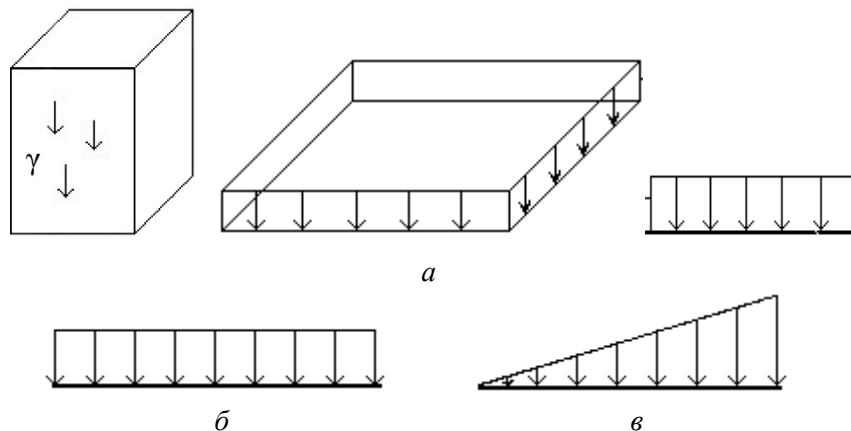


Рис. 2.1. Основные виды распределенных нагрузок

По времени действия различают нагрузки статические и динамические. Быстро изменяющуюся нагрузку называют *динамической*, а расчет с учетом возникающего движения — динамическим (в динамической постановке). *Статической* называют постоянную или очень медленно изменяющуюся во времени нагрузку, когда скоростями и ускорениями возникающего движения можно пренебречь.

Допустим, некоторый прямоугольный стержень (рис. 2.2) находится под действием самоуравновешенной системы сил F_i .

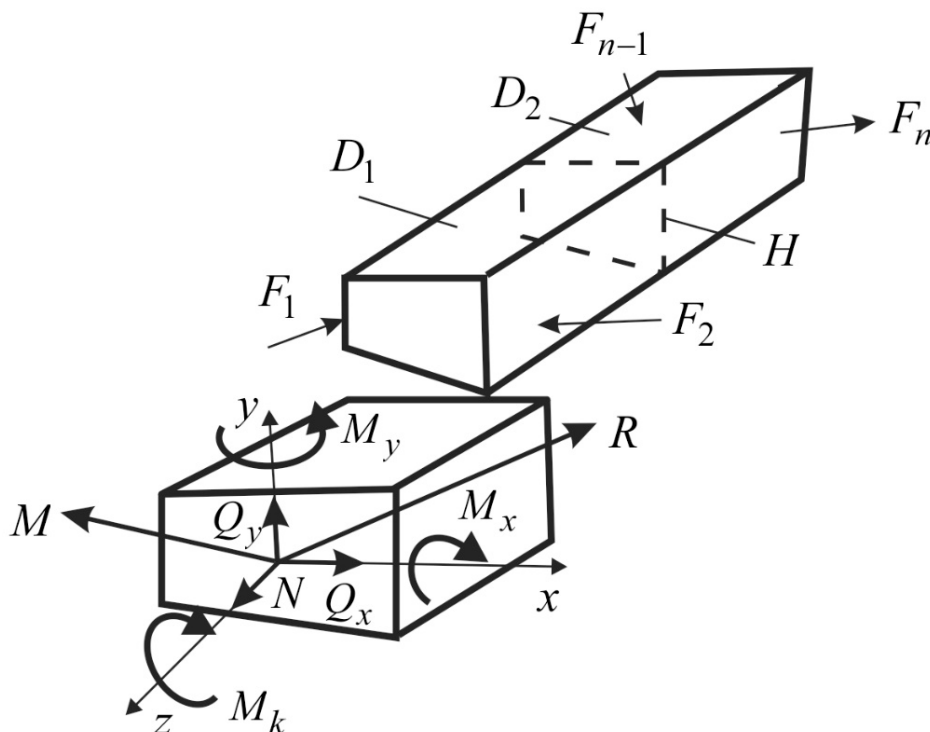


Рис. 2.2. Стержень, самоуравновешенный системой сил

Внутренние силы, распределенные по сечению, приведем к главному вектору R , приложенному в центре тяжести сечения, и главному моменту M относительно этой точки. Разложим силу R на три составляющих: N — продольная сила, связанная с деформациями растяжения или сжатия; Q_z , Q_y — поперечные силы, возникающие при стремлении к срезу по

направлению осей x и y . Момент разложим на составляющие M_x, M_y, M_k ; M_x, M_y — изгибающие моменты относительно осей x и y ; M_k — крутящий момент.

Поставим задачу определения внутренних усилий в сечении H .

Для рассматриваемой части тела в общем случае можно записать систему из шести уравнений равновесия:

$$\begin{aligned}\sum_{D_2} X_i &= Q_x + \sum_{D_2} F_{Xi} = 0; \\ \sum_{D_2} Y_i &= Q_y + \sum_{D_2} F_{Yi} = 0; \\ \sum_{D_2} Z_i &= N + \sum_{D_2} F_{Zi} = 0; \\ \sum_{D_2} M_{Xi} &= M_x + \sum_{D_2} m_x(F_i) = 0; \\ \sum_{D_2} M_{Yi} &= M_y + \sum_{D_2} m_y(F_i) = 0; \\ \sum_{D_2} M_{Zi} &= M_z + \sum_{D_2} m_z(F_i) = 0.\end{aligned}$$

Отсюда можно найти неизвестные усилия $Q_x, Q_y, N, M_x, M_y, M_k$. Если усилие получилось отрицательным, то его направление заменяется на противоположное. Данная методика определения усилий называется *методикой сечений*. Задача в соответствии с методом сечений решается следующим образом:

- 1) разделим тело по рассматриваемому сечению на две части 1 и 2;
- 2) отбросим часть 1;
- 3) заменим действие отброшенной части системой сил и моментов;
- 4) уравновесим оставшуюся часть стержня.

Выразим внутренние усилия через напряжения, возникающие в сечении. Элементарные силы на площадке dA в этой точке равны $\sigma_z dA, \tau_{zx} dA, \tau_{zy} dy$.

Проецируя все силы на оси x, y, z и суммируя моменты этих сил относительно рассматриваемых осей по всему сечению, получим

$$\begin{aligned}N &= \int_A \sigma_z dA; & Q_x &= \int_A \tau_{zx} dA; \\ Q_y &= \int_A \tau_{zy} dA; & M_x &= \int_A \sigma_{zy} dA; \\ M_y &= \int_A \sigma_{zx} dA; & M_z &= \int_A (\tau_{zy} x - \tau_{zx} y) dA,\end{aligned}$$

где N, Q_x, Q_y — проекции сил на оси координат.

Все рассматриваемые нами конструкции понимаются как геометрически неизменяемые системы, которые могут получать перемещение только при условии деформации их элементов. Геометрически неизменяемая система, в которой все реакции во внешних связях, а такие внутренние усилия могут быть определены из условий равновесия, называется *статически определимой*. В противном случае она называется *статически неопределимой*.

2.2. Основы расчетов строительных конструкций по предельным состояниям

Основным методом расчета конструкций является метод предельных состояний, основоположником которого является Н.С. Стрелецкий [17]. *Предельным* называется такое состояние, при котором конструкция перестает удовлетворять эксплуатационным или другим техническим требованиям.

Различают две группы предельных состояний: первая группа — это когда наступает непригодность конструкции к эксплуатации по причинам потери несущей способности (прочности); вторая группа — когда наступает непригодность к нормальной эксплуатации по технологическим или эстетическим требованиям (прогибы, перемещения, трещины). Ни одно из указанных предельных состояний не должно возникать в запроектированном сооружении на протяжении периода его эксплуатации, т.е. должны быть обеспечены его надежность и долговечность. Под *надежностью* понимается способность объекта сохранять в течение расчетного периода нормальной эксплуатации все требуемые свойства, заложенные в процессе проектирования.

Уровень надежности сооружения или отдельного элемента зависит от:

- нагрузок и воздействий;
- механических свойств материала;
- геометрических параметров конструктивных элементов;
- условий работы, уровня ответственности сооружения.

Нагрузки, на которые выполняется расчет конструкций, бывают нормативными и расчетными. *Нормативное* значение нагрузки F_n устанавливается действующими строительными нормативами (СП). Для объектов промышленного и гражданского строительства можно использовать норматив [7]. Возможное отклонение значений нагрузок от их нормативных значений учитывается принимаемым по действующим нормативам коэффициентом, называемым *коэффициентом надежности по нагрузке* γ_f [7].

Значения нагрузок F , полученные умножением нормативных значений на коэффициент γ_f , будем называть расчетными:

$$F = F_n \gamma_f.$$

При расчете по первой группе предельных состояний, как правило, расчетные нагрузки являются наибольшими нагрузками, которые могут возникнуть за время эксплуатации сооружения. Коэффициент надежности по нагрузке при расчете по второй группе предельных состояний принимается равным единице, т.е. расчет проводится на действие нормативных нагрузок.

Основной характеристикой сопротивления материалов силовым воздействиям является определяемое нормативными документами на проектирование конструкций того или иного типа нормативное сопротивление R , которое назначается с учетом статистической изменчивости механических характеристик материала. Например, в качестве нормативного сопротивления конструкционных сталей для строительства принимают наименьшее значение предела текучести или временного сопротивления. Возможное отклонение в неблагоприятную сторону от значений нормативного сопротивления учитывается коэффициентом надежности по материалу γ_m , который учитывает статистическую изменчивость свойств материала. Для стали этот коэффициент лежит в пределах 1,025...1,15, а для бетона — 1,25...1,50.

Величина, полученная в результате деления нормативного сопротивления R на коэффициент γ_m , называется *расчетным сопротивлением*. Она устанавливается нормативами, например [6], и представляет собой наименьшую величину нормативного сопротивления.

Особенности действительной работы материалов, элементов конструкций и их соединений учитывают коэффициентом условий работы γ_c . Он учитывает приближенность расчетных схем, неблагоприятное влияние длительности и повторяемости нагрузки, температуры, агрессивности среды, релаксацию напряжений при пластическом деформировании и другие факторы. Числовые значения γ_c приводятся в нормативных документах [7] и умножаются на значение расчетного сопротивления R . В большинстве случаев $\gamma_c = 1$.

Степень ответственности и капитальности сооружений, а также значимость последствий тех или иных предельных состояний учитывается коэффициентом надежности по ответственности (назначению). На этот коэффициент делят значение расчетного сопротивления.

2.3. Основные положения метода предельного равновесия

Расчет конструкций в упругой стадии работы материала не позволяет найти их действительный запас прочности, поскольку исчерпание несущей способности конструкции сопровождается появлением пластических деформаций. Для выявления запаса несущей способности конструкции необходимо проводить расчет с учетом упругопластического деформирования материала. Однако сложность аппарата теории пластичности не позволяет решать широкий круг инженерных задач. Метод расчета конструкций по предельному равновесию, по сравнению с упругим расчетом, является действенным инструментом для оценки реальных запасов прочности. Расчет конструкций с ограничениями по предельному равновесию является приближенным, поскольку не позволяет описать переходный процесс от упругого деформирования к образованию механизма с шарнирами пластичности. Поэтому, если необходимо проследить процесс изменения напряженно-деформированного состояния вплоть до исчерпания несущей способности объекта, метод предельного равновесия неприменим. Но если нужно определить только несущую способность конструкции — то данный метод является эффективным.

При расчете конструкций по допускаемым напряжениям в упругой постановке предельной считается та нагрузка, при которой наибольшее напряжение в какой-нибудь точке опасного сечения достигает величины расчетного сопротивления. При расчете конструкций по методу предельного равновесия предполагается двухстадийный характер деформирования материала: на первой стадии материал подчиняется закону Гука, пока напряжения не достигнут предела текучести, а на второй стадии предполагается, что в нем в определенной стадии нагружения в опасных сечениях беспредельно развиваются пластические деформации при постоянном напряжении. С появлением пластических деформаций нарушается линейная зависимость между напряжениями и деформациями по закону Гука, и все расчетные формулы, вывод которых основан на этой зависимости, становятся неприменимыми. Нарушается прямая пропорциональность между действующими на элемент конструкции нагрузками и возникающими в нем напряжениями и деформациями. Становится неприменимым один из основных принципов сопротивления материалов — принцип независимости действия сил.

Так как зависимость между напряжениями и деформациями становится нелинейной и для каждого материала она определяется видом диаграммы растяжения, единых для различных материалов расчетных формул, учитывающих пластические деформации, получить невозможно. При выводе расчетных формул диаграммы растяжения упрощают (схематизируют). Для материалов, имеющих площадку текучести, например для низкоуглеродистых сталей, условная диаграмма зависимости напряжения от деформации состоит из наклонного и горизонтального участков и носит название *диаграммы Прандтля*.

Суть метода предельного равновесия состоит в том, что конструкция рассматривается в момент, непосредственно предшествующий ее разрушению, когда еще выполняются условия равновесия для внутренних и внешних сил, достигающих предельных значений. Отсюда и произошло название метода.

Реальные конструкции представляют собой в большинстве случаев многократно статически неопределимые системы, материал которых обладает свойством пластичности. Благодаря этому конструкции обладают дополнительными резервами несущей способности. После того, как в наиболее опасных сечениях напряжения достигают предела текучести, в отличие

от статически определимых систем, статически неопределимые системы могут нести дополнительные нагрузки за счет перераспределения внутренних сил.

Для пластичного материала предельным обычно считается напряженное состояние, которое соответствует возникновению заметных остаточных деформаций, а для хрупкого — такое, при котором начинается разрушение материала.

Для выполнения расчетов на прочность по методу предельного равновесия вводится понятие коэффициента запаса прочности. Коэффициент запаса при данном напряженном состоянии — это число, показывающее, во сколько раз следует одновременно увеличить все компоненты тензора напряжений, чтобы оно стало предельным.

Метод предельного равновесия базируется на статической теореме, кинематической теореме и теореме о единственности решения. Статическая теорема [20] дает оценку «снизу», утверждая, что для статически неопределимой системы, при действии нагрузки, предельным будет то статически допустимое распределение внутренних усилий, которому соответствует наибольшая по величине нагрузка. Оценку «сверху» дает кинематическая теорема, в соответствии с которой для статически неопределимой системы при действии нагрузки истинным механизмом разрушения является тот, который происходит при наименьшей нагрузке. В теореме о единственности решения утверждается, что если найден механизм разрушения (предельное состояние), для которого существует статически допустимое распределение внутренних усилий, то этот механизм является действительным, а нагрузка — предельной.

2.4. Основные понятия об ударных динамических нагрузках

При техногенных авариях наиболее распространены явления, связанные с быстрым изменением нагрузок и воздействий на конструкции. Это прежде всего такие воздействия, как взрыв, механический удар, воздействия температуры. Приведем краткие сведения о расчете конструкций на такие воздействия.

2.4.1. Современные численные методы расчетов на удар

В последние годы появились эффективные вычислительные программы решения задач соударения тел, способные конкурировать с экспериментальными методами по точности и стоимости. В основу расчета положен метод конечных элементов. В этом случае решается задача интегрирования дифференциальных уравнений движения системы, дискретизированной по схеме метода конечных элементов (рис. 2.3).

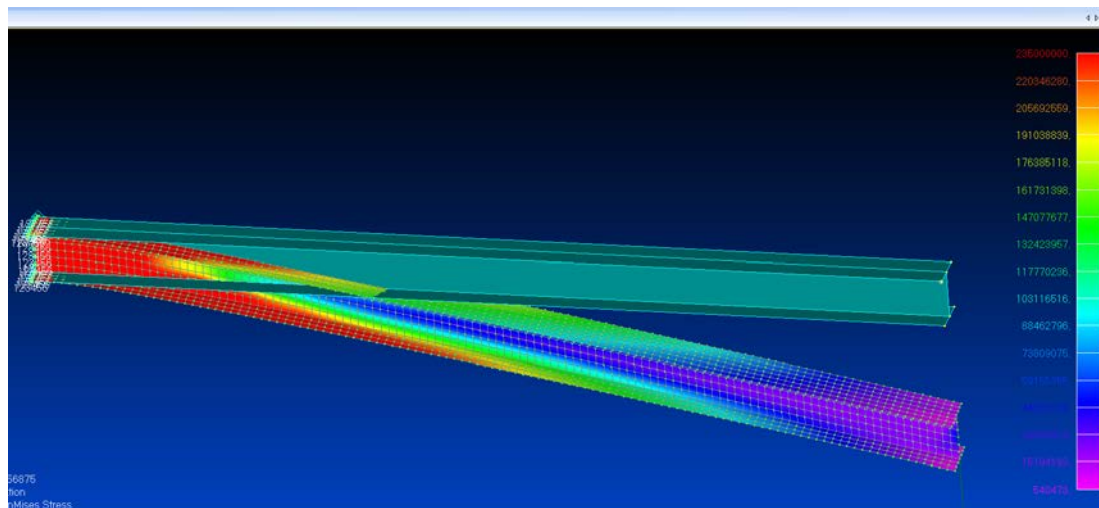


Рис. 2.3. Схематическое изображение конечно-элементной модели

Считаем, что движение системы, подвергнутой неупругому удару, можно приближенно описать уравнениями динамического равновесия ее конечно-элементной модели:

$$[M(\{Z\})]\{\ddot{Z}\} + [C(\{Z\})]\{\dot{Z}\} + \{R(\{Z\})\} = \{F(t)\} + \{G\}\chi(t),$$

где $[M(\{Z\})]$, $[C(\{Z\})]$ — соответственно матрица масс и матрица демпфирования; $\{R(\{Z\})\}$, $\{Z\}$ — векторы соответственно узловых реакций и обобщенных узловых перемещений; $\{F(t)\}$ — вектор действующих на систему нагрузок; $\{G\}$ — вектор, определяемый силами тяжести ударяющего тела; $\chi(t)$ — функция Хевисайда ($\chi = 0$, если время $t < 0$, или $\chi = 1$, если $t \geq 0$).

Будем учитывать следующие начальные условия:

$$\{Z(0)\} = 0; \{\dot{Z}(0)\} = \{V\},$$

где $\{V\}$ — вектор начальных скоростей.

Результатами расчета на каждом шаге являются:

- перемещения узлов;
- напряжения в конечных элементах;
- контактные реакции;
- контактные давления.

Для решения задач высокоскоростного соударения также разработаны конечно-элементные пакеты программ на основе прямых схем интегрирования. Недостаток явных схем — относительная неустойчивость процесса интегрирования, что требует назначения очень мелкого шага интегрирования по времени.

2.4.2. Упрощенная теория расчета на удар

В упрощенной теории [19] приняты следующие допущения:

- 1) не учитываются местные контактные деформации, а учитываются лишь общие перемещения системы;
- 2) не учитываются волновые процессы при ударе, так как масса системы переносится в точку удара с некоторым коэффициентом приведения β (невесомая система с точечной массой эквивалентна пружине с массой);
- 3) удар считается идеально неупругим, т.е. после контакта массы движутся вместе.

Динамическое действие нагрузки при ударе принято сравнивать со статическим. При этом используются следующие основные формулы (скорость ударяющего тела в момент начала его движения к ударяемому телу равна нулю, рис. 2.4, а):

– для динамического перемещения:

$$\lambda_d = \lambda_{ст} + \sqrt{\lambda_{ст}^2 + \frac{\lambda_{ст}}{g} \eta V^2};$$

– для коэффициента динамики:

$$\mu = \frac{\lambda_d}{\lambda_{ст}} = 1 + \sqrt{1 + \eta \frac{V^2}{g \lambda_{ст}}},$$

где λ_d — динамическое перемещение системы; $\lambda_{ст}$ — статический прогиб системы от нагрузки величиной Mg , приложенной в точку удара (рис. 2.4, б); $\eta = \frac{M}{m + M}$; здесь m — масса тела, по которому наносится удар, приведенная к точечной массе (табл. 2.1); V — скорость

ударяющего тела массой M на подлете к точке контакта двух тел, $V = \sqrt{2gh}$; g — ускорение свободного падения, h — высота падения тела массой M .

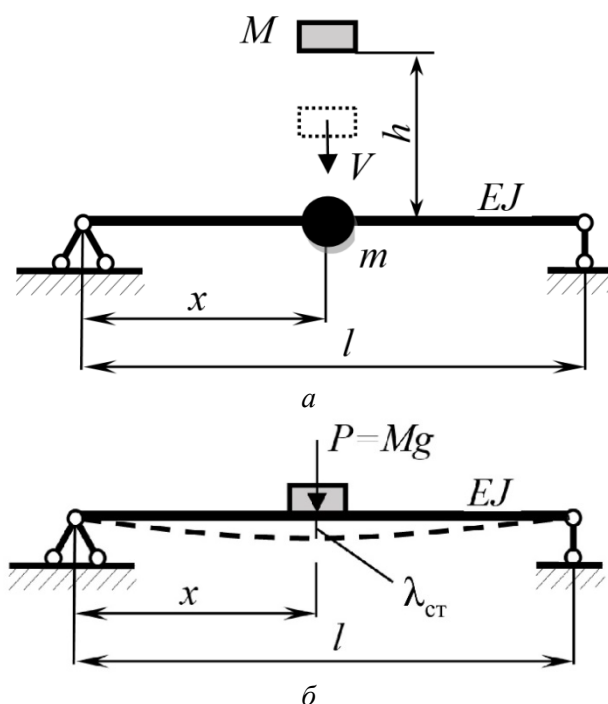


Рис. 2.4. К определению динамического коэффициента

Если упругая система безмассовая, то $m = 0$, $\eta = 1$, расчет идет в запас прочности:

$$\mu = 1 + \sqrt{1 + \frac{2h}{\lambda_{ст}}}, \quad \mu \geq 2. \quad (1)$$

Приближенный учет массы ударяемого тела в динамической системе можно выполнить с помощью коэффициента β (см. табл. 2.1 и пример 4 на с. 31).

Таблица 2.1

Значения коэффициента приведения собственной массы ударяемого элемента β к точке удара C

Схема упругого элемента	Значение коэффициента β
	$\frac{1}{3}$
	$\frac{8 + \kappa^3(140 + 231\kappa + \kappa^2)}{420(1 + \kappa)^3 \kappa^2}$, при $\kappa = 0,5 \quad \beta \approx 0,112786$

	$\frac{2 + 4\kappa - \kappa^2 - 6\kappa^3 + 3\kappa^4}{105(1 - \kappa)^2 \kappa^2},$ <p>при $\kappa = 0,5 \quad \beta = \frac{17}{35}$</p>
<i>Окончание табл. 2.1</i>	
Схема упругого элемента	Значение коэффициента β
	$\frac{105 - 105\kappa + 35\kappa^2 - 2\kappa^3}{140\kappa^2},$ <p>при $\kappa = 0,5 \quad \beta = \frac{33}{280};$ при $\kappa = 1 \quad \beta = \frac{33}{140}$</p>
	$\frac{3 + \kappa - \kappa^2}{140(1 - \kappa)^2 \kappa^2},$ <p>при $\kappa = 0,5 \quad \beta = \frac{52}{140}$</p>
	$\frac{24 - 24\kappa - 4\kappa^2 + 8\kappa^3 - \kappa^4}{35(5\kappa - 4 - \kappa^2)^2 \kappa^2},$ <p>при $\kappa = 0,5 \quad \beta \approx 0,445481$</p>

При $h = 0 \rightarrow \mu = 2$, т.е. внезапное нагружение конструкции грузом приводит к удвоению перемещений по сравнению со статическим нагружением: $\lambda_d = 2\lambda_{ст}$.

Для жестких систем их статический прогиб будет мал ($\lambda_{ст} \ll h$), т.е. динамический коэффициент будет большим ($2h/\lambda_{ст} \gg 1$). Для снижения динамического коэффициента необходимо сделать систему более податливой или ввести в точку удара податливую прокладку.

Если удар наносится горизонтально со скоростью V , то формула динамического коэффициента принимает вид

$$\mu = \sqrt{\frac{\eta V^2}{g \lambda_{ст}}}. \quad (2)$$

Пример использования формулы (1) (рис. 2.5).

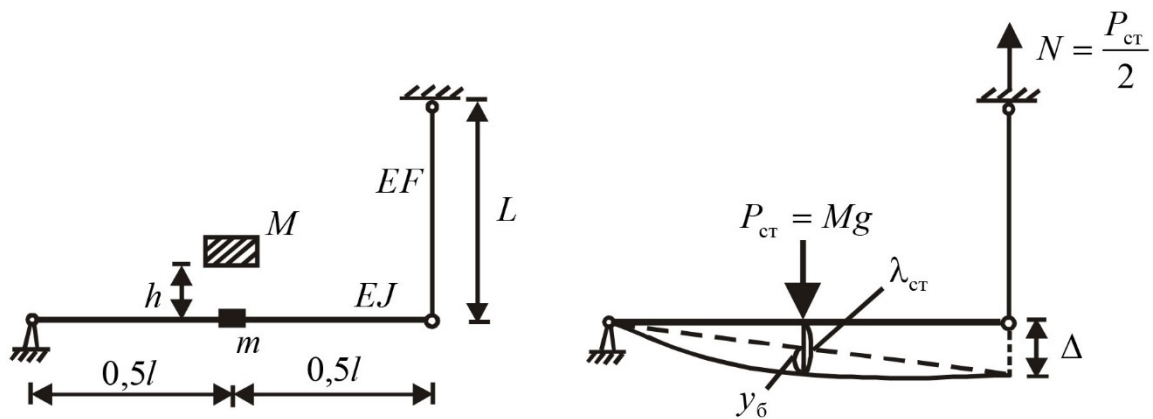


Рис. 2.5. К определению полного перемещения системы: $\Delta = \lambda_{\text{ст}} - y_6$

$$\lambda_{\text{ст}} = y_6 + \frac{\Delta}{2} = \frac{P_{\text{ст}} \cdot l^3}{48EJ} + \frac{1}{2} \frac{N_{\text{ст}} \cdot L}{EF} = Mg \left(\frac{l^3}{48EJ} + \frac{L}{4EF} \right);$$

$$\mu = 1 + \sqrt{1 + \eta \frac{2h}{\lambda_{\text{ст}}}}, \quad \lambda_{\text{д}} = \mu \cdot \lambda_{\text{ст}}; \quad P_{\text{д}} = \mu \cdot P_{\text{ст}}.$$

2.5. Анализ динамического поведения строительных конструкций при разрушениях отдельных элементов

Задача расчета и оптимального синтеза строительных объектов с учетом запроектных воздействий требует создания относительно малотрудоёмких алгоритмов для исследования динамики конструкций в условиях внезапного повреждения отдельных элементов несущей системы [21]. Одним из родоначальников данного направления исследований является Г.А. Гениев, который предложил процедуру приближенного анализа динамического поведения статически неопределимых стержневых строительных конструкций при внезапном разрушении связей в случае линейно упругой работы материала. Считалось, что после разрушения этих связей система остается геометрически неизменяемой. Для нахождения максимального по модулю значения некоторого динамического усилия T_D в первый полупериод основной формы колебаний, возникающих после мгновенного удаления одной или нескольких связей, использовалась зависимость

$$T_D = 2T_{SB} - T_{SA},$$

где T_{SB} , T_{SA} — усилия, получаемые при статических расчетах системы B с удаленными связями и исходной системы A от действия внешней нагрузки.

Данный подход сравнительно прост в использовании и позволяет получать достаточно точные результаты во многих практически важных случаях.

Этот алгоритм был применен для расчетов деревянных панелей и цилиндрических оболочек, а также получил дальнейшее развитие в теориях расчета сборных и монолитных железобетонных конструкций на запроектные воздействия. При этом значительное внимание уделялось оценке живучести несущих систем.

Г.А. Гениев усовершенствовал свою методику путем использования энергетической схемы, что позволило выполнять расчеты при запроектных воздействиях конструкций, изготовленных из физически нелинейного материала, в том числе из железобетона. Рассматривалась n раз статически неопределимая стержневая система с шарнирным соединением ее элементов в узлах, нагруженная узловой однопараметрической нагрузкой. В результате мгновенного разрушения одного из элементов системы она переходит в $n-1$ раз статически неопределимый объект. Исходя из постулата постоянства полной удельной энергии для кон-

струкции, было получено следующее выражение, связывающее максимальные по модулю динамические усилия σ_{n-1}^d и деформации ε_{n-1}^d , возникшие в объекте после запроектного воздействия в конце первого полупериода колебаний:

$$\Phi(\varepsilon_{n-1}^d) - \Phi(\varepsilon_n^c) = \sigma_{n-1}^c (\varepsilon_{n-1}^d - \varepsilon_n^c),$$

где $\Phi(\varepsilon_n^c) = \int_0^{\varepsilon_n^c} \sigma(\varepsilon_n^c) d\varepsilon$, $\Phi(\varepsilon_{n-1}^d) = \int_0^{\varepsilon_{n-1}^d} \sigma(\varepsilon_{n-1}^d) d\varepsilon$ — удельная работа внутренних сил при статической деформации ε_n^c исходной системы и деформации ε_{n-1}^d ; σ_{n-1}^c — статическое напряжение в разрушенной системе.

Для материала с нелинейной зависимостью напряжений от деформаций можно записать неравенство

$$\sigma_{n-1}^d < 2\sigma_{n-1}^c - \sigma_n^c,$$

а для идеально упругого — равенство

$$\sigma_{n-1}^d = 2\sigma_{n-1}^c - \sigma_n^c,$$

где σ_n^c — напряжения в исходной системе от эксплуатационной нагрузки, определенные в статической постановке.

На основании двух последних формул делается вывод о том, что при учете нелинейного деформирования конструкции происходит снижение коэффициента динамики по сравнению с результатом расчета в линейной постановке.

Рассматривалось поведение стержневых железобетонных конструкций при мгновенных запроектных воздействиях на основании методики Г.А. Гениева. В качестве базового использовалось выражение для удельной работы, которое при допущении $\sigma = B\varepsilon^{0.5}$, где B — некоторая константа, приводилось к виду

$$\frac{2}{3} \left[(\sigma_{n-1}^d)^3 - (\sigma_n^c)^3 \right] = \sigma_{n-1}^c \left[(\sigma_{n-1}^d)^2 - (\sigma_n^c)^2 \right].$$

Далее осуществляется переход от динамических деформаций и напряжений в бетоне и арматуре к динамическим кривизнам χ и изгибающим моментам M . Для диаграммы состояния сечения пластического типа в рамках деформационной модели А.С. Залесова, Е.А. Чистякова была выведена зависимость

$$M = 2M_0 (1 - \chi/2\chi_0) \chi / \chi_0,$$

где M_0 и χ_0 — предельные значения соответственно момента и кривизны.

Предложено использовать коэффициент конструктивной безопасности, который представляет собой отношение разрушающей нагрузки, полученной с учетом запроектного воздействия на основе анализа динамического поведения конструкции, к эксплуатационной нагрузке. Достоверность этих теоретических разработок была подтверждена лабораторными испытаниями многопролетных статически неопределимых железобетонных балок. Проводились аналогичные экспериментально-теоретические исследования для плоских железобетонных рам.

2.6. Методика расчета стержневых конструкций на воздействие температуры

Основные теоретические предпосылки к расчету стержневых конструкций на действие температуры взяты из [16]. Рассмотрим стержень, на верхние волокна которого действует температура t_1 , а на нижние — температура t_2 (рис. 2.6).

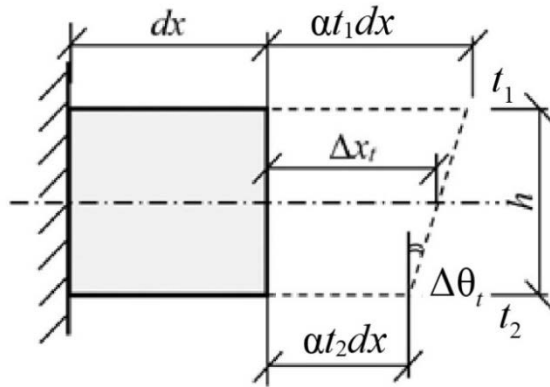


Рис. 2.6. К определению перемещений от температуры

Тогда температурные перемещения можно определить на основе выражения

$$\Delta_{mk} = \sum_0^l \int \bar{M}_m \Delta\theta_k + \sum_0^l \int \bar{N}_m \Delta x_k,$$

называемого формулой Мора. Здесь \bar{M}_m , \bar{N}_m — внутренние усилия, вызванные единичными нагрузками.

Этой формулой в приведенном виде можно пользоваться для определения перемещений системы, вызванных действием температуры. Если верхнее волокно элемента стержня нагрето на t_1 , а нижнее — на t_2 градусов Цельсия, то принимая прямолинейный закон распределения температуры по высоте поперечного сечения, будем иметь для симметричного поперечного сечения

$$\Delta x_t = \frac{\alpha(t_1 + t_2)}{2} dx, \quad \Delta\theta_t = \frac{\alpha(t_1 - t_2)}{h} dx,$$

где α — коэффициент линейного температурного расширения.

Деформации сдвига в элементе от действия температуры не возникают. Подставив найденные значения Δx_t и $\Delta\theta_t$ в формулу Мора, получим формулу для нахождения температурных перемещений:

$$\Delta_{mt} = \sum \alpha \frac{(t_1 - t_2)}{h} \int \bar{M}_m dx + \sum \alpha \frac{(t_1 + t_2)}{2} \int \bar{N}_m dx.$$

Предполагается, что вдоль каждого стержня заданное изменение температуры одинаково и высота h каждого элемента системы постоянна по всей его длине.

Если стержневая система содержит только прямолинейные или ломаные стержни постоянного сечения, то последняя формула может быть переписана в более простой форме:

$$\Delta_{mt} = \sum \alpha \frac{(t_1 - t_2)}{h} \Omega_{\bar{M}} + \sum \alpha \frac{(t_1 + t_2)}{2} \Omega_{\bar{N}},$$

где $\Omega_{\bar{M}}$ и $\Omega_{\bar{N}}$ — соответственно площади единичных эпюр \bar{M}_m и \bar{N}_m .

Если деформации элемента dx от температуры и от единичной силы аналогичны, то знак соответствующего члена последней формулы будет положительным, если деформации будут не совпадать, то слагаемое будет отрицательным.

2.7. Алгоритм проектирования конструкции

Проектирование начинается с построения расчетных схем, получаемых путем упрощения (определенной схематизации, идеализации).

1. *Схематизация.* Конструкция обычно представляется в виде ее упрощенной схемы. Нагрузки и воздействия на конструкцию также схематизируются. Нагрузки прикладываются

к упрощенной схеме конструкции, и результирующая схема называется *расчетной*.

Расчетная схема конструкции состоит из условных элементов (стержней, пластинок, связей) и включает также условно представленные нагрузки и воздействия.

Стержень определяется как тело, у которого два измерения малы по сравнению с третьим — длиной. Из стержней состоят расчетные схемы большинства инженерных конструкций: балок, ферм, арок, рам, пространственных стержневых конструкций и т.д.

Пластинкой называют тело, у которого одно измерение мало по сравнению с двумя другими. Криволинейные пластинки называют *оболочками*. Пластинки воспринимают усилия в двух направлениях, что в ряде случаев наиболее выгодно, так как приводит к экономии материалов.

На рис. 2.7 представлены примеры изображений конструкции и их расчетных схем. Двухполочный железобетонный ригель (рис. 2.7, а) испытывает нагрузки от действия плит, опирающихся на его полки. Это действие заменяется нагрузкой $q_n / 2$, приложенной к каждой полке. Место приложения нагрузки в общем случае не совпадает с серединой ширины полки и на рисунке показано условно. Местное сосредоточенное давление заменяется силой P . Балка представляет собой стержень, поэтому изображается в виде линии между опорами. Опирание схематизируем в виде одинарных связей. В итоге получаем расчетную схему, показанную на рис. 2.7, в, где q_p — нагрузка от собственного веса балки.

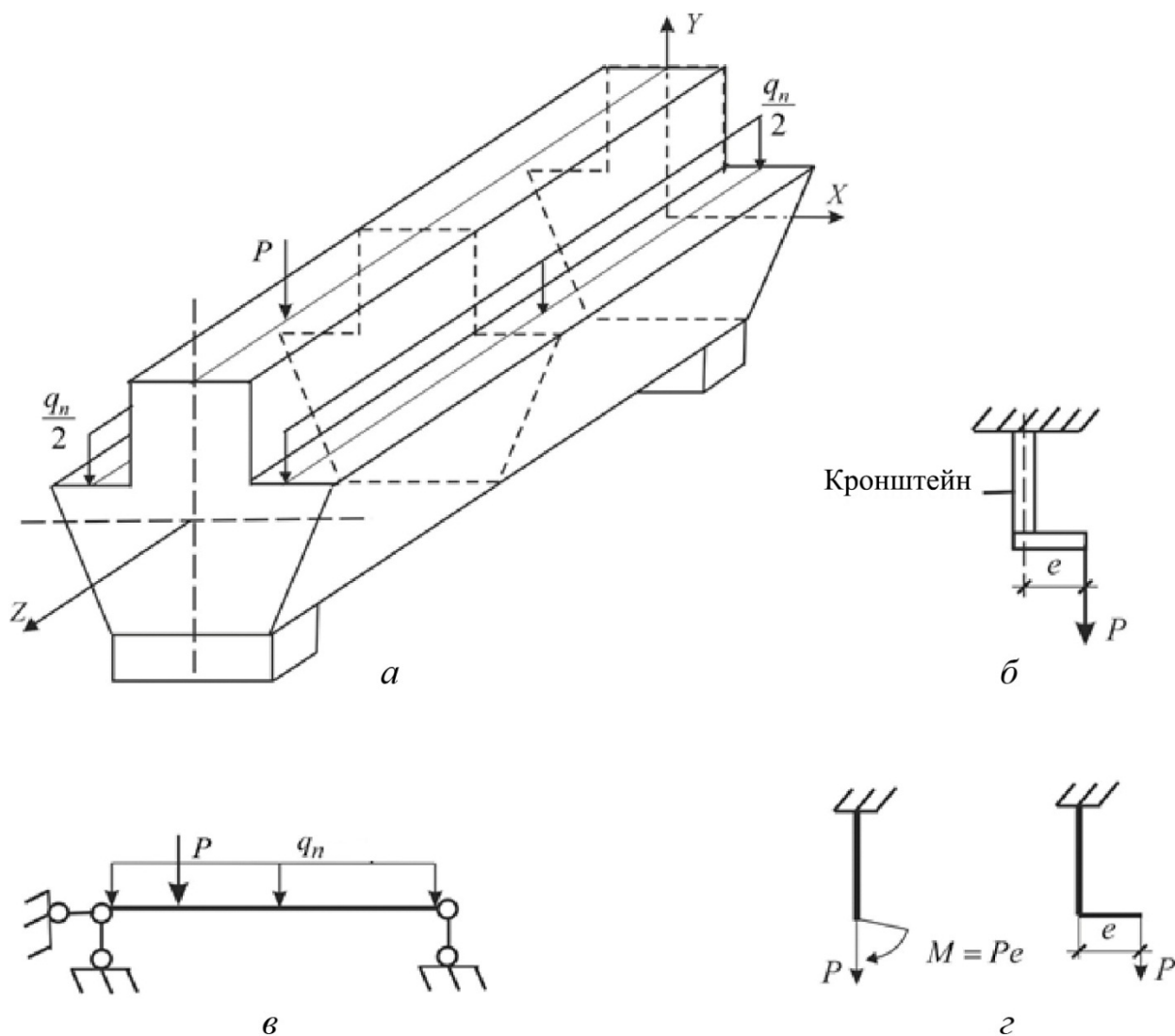


Рис. 2.7. Примеры схематизации конструкций

Как видно из рис. 2.7, б, г, схематизация может выполняться различными способами в зависимости от результата, который хочет получить проектировщик. Так, если необходимо запроектировать опорный узел, то можно упростить расчетную схему кронштейна (рис. 2.7, г слева), если же нас интересует проектирование самого кронштейна, то нужно использовать схему (рис. 2.7, г справа). Подробнее схематизация конструкций, опорных связей и нагрузок рассматривается в дисциплинах «Сопrotивление материалов», «Техническая механика» и т.п. Ручным способом схематизируются лишь простые (преимущественно стержневые) конструкции и их системы. Для сложных конструктивных систем целесообразно использовать схематизацию в программных комплексах на основе конечно-элементной дискретизации [4].

2. Сбор нагрузок на конструкцию. Данный этап поясняется в следующем практическом занятии.

3. Расчет напряженно-деформированного состояния конструкции и определение его компонентов (внутренних усилий, напряжений, перемещений). Этот этап для простейших конструкций может быть выполнен методом сечений. Для ряда типовых расчетных схем расчеты уже сделаны в общем виде и приводятся в справочниках в виде формул. Относительно сложные конструкции и конструктивные системы рассчитываются в настоящее время с помощью методов конечных элементов [4], граничных элементов, конечных разностей [5] и др.

4. Выбор топологии, материалов и геометрии конструкции. Выполняется построение уравнений взаимосвязи геометрических параметров и характеристик материалов от внутренних усилий, выбор этих параметров исходя из условий прочности, жесткости и устойчивости. Под условием *прочности* понимается такое состояние конструкции, когда напряжения в ней не превышают расчетных сопротивлений материала, под условием *жесткости* — когда прогибы конструкции не превышают значений, установленных нормативными документами, под условием *устойчивости* — способность конструкции под нагрузкой сохранять положение равновесия без значительных изменений геометрии.

Примеры расчета конструкций

Пример 1. Необходимо определить горизонтальное перемещение подвижной опоры B для системы, находящейся в температурном поле, приведенном на рис. 2.8, а. Высоту поперечного сечения принять $h = a/10$.

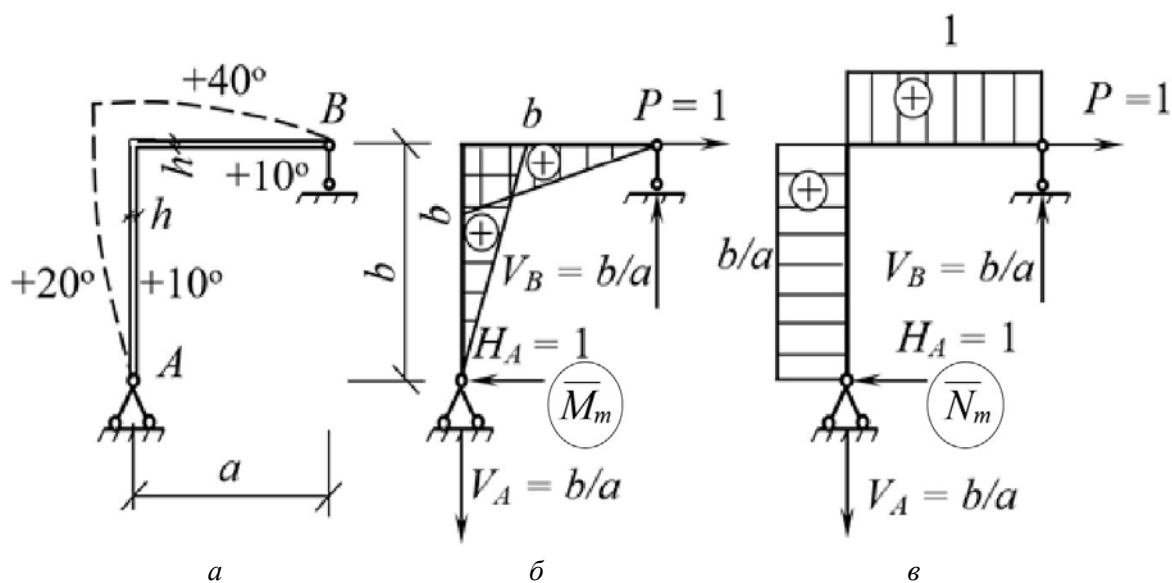


Рис. 2.8. К расчету рамы на действие температуры

Решение

Строим единичные эпюры \bar{M}_m и \bar{N}_m (рис. 2.8, б, в) от приложенной в т. В в направлении искомого перемещения единичной силы $P = 1$. Затем определяем площади единичных эпюр:

для ригеля $\Omega_{\bar{M}} = ab/2$, $\Omega_{\bar{N}} = 1 \cdot a = a$; для стойки $\Omega_{\bar{M}} = b^2/2$, $\Omega_{\bar{N}} = b^2/a$.

Определяем температурные параметры:

для ригеля $t_1 = 40^\circ$, $t_2 = 10^\circ$; для стойки $t_1 = 20^\circ$, $t_2 = 10^\circ$.

Находим

$$\begin{aligned} \Delta_{mT} &= -\alpha \frac{40^\circ - 10^\circ}{h} \cdot \frac{1}{2} ab + \alpha \frac{40^\circ + 10^\circ}{2} a - \alpha \frac{20^\circ - 10^\circ}{h} \cdot \frac{b^2}{2} + \alpha \frac{20^\circ + 10^\circ}{2} \cdot \frac{b^2}{a} = \\ &= \alpha(-150b - 35b^2/a + 25a). \end{aligned}$$

Знак (+) нужно поставить перед членом с $\Omega_{\bar{N}}$, так как изменение температуры вызывает удлинение стойки и ригеля, так же как и действие единичной силы (рис. 2.8, в). Перед членом с $\Omega_{\bar{M}}$ стоит знак (-), так как температурное воздействие вызывает удлинение внешних волокон ригеля и стойки (рис. 2.8, а), а изгибающий момент \bar{M}_m от действия единичной силы $P=1$, наоборот, вызывает укорочение внешних волокон (рис. 2.8, б).

Пример 2. Необходимо определить динамические напряжения и коэффициент динамики системы при удалении правой опоры балки (рис. 2.9), а также выполнить оценку изменения величины максимальных напряжений, возникающих при удалении опоры по сравнению со статическим состоянием системы.

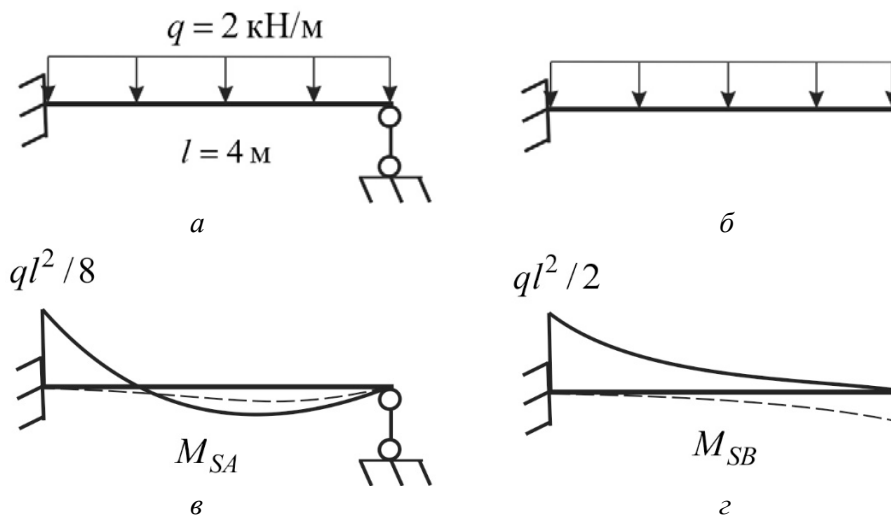


Рис. 2.9. К определению динамических эффектов в балке:

a — расчетная схема; *б* — балка с отброшенной связью; *в, г* — эпюры моментов для схем *a, б*

Система на рис. 2.9, *a* является статически неопределимой. Воспользуясь справочными данными для этой балки, строим эпюру моментов и определяем момент в заделке: $M_{SA} = ql^2/8 = 2 \cdot 4^2/8 = 4$ кН·м. При удалении опоры максимальный изгибающий момент системы будет определяться как для консольной балки: $M_{SB} = ql^2/2 = 2 \cdot 4^2/2 = 16$ кН·м. Значение динамического момента по формуле Гениева определяем из выражения $M_D = 2M_{SB} - M_{SA} = 2 \cdot 16 - 4 = 28$ кН·м. Определяем коэффициент динамики как отношение динамического усилия системы к его статическому значению. В данном случае это система без

опоры. Тогда $k_D = M_D / M_{SB} = 28 / 16 = 1,75$. Напряжения в статическом состоянии системы определим по известной зависимости $\sigma_s = M_{SA} / W = 4 / W$. При удалении опоры напряжения уже будут иметь динамическую природу и определяться по выражению $\sigma_D = M_D / W = 28 / W$. Найдем $k = \sigma_D / \sigma_s = (28 / W) / (4 / W) = 7$. В результате удаления опоры напряжения увеличатся в 7 раз.

Пример 3. На рис. 2.10 показана схема торцевой рамы здания на стадии возведения. Требуется построить расчетную схему этой рамы.

Решение

Как видно из рис. 2.10, поперечная рама имеет колонны и ригели, которые можно представить вертикальными и горизонтальными стержнями соответственно. На перекрытии первого этажа около $\frac{3}{4}$ первого пролета нагружено плитами перекрытия, в уровне перекрытия второго этажа лежит только одна плита. Действие на раму этих плит заменим равномерно распределенной нагрузкой. Как видно из рисунка, рама имеет сварные узлы соединения, что отвечает жестким узлам соединения в расчетной схеме. Узел опирания колонны на фундамент тоже считаем жестким (колонна крепится к фундаменту через базу на анкерных болтах). Результат схематизации конструкции показан на рис. 2.11.



Рис. 2.10. Торцовая поперечная рама здания

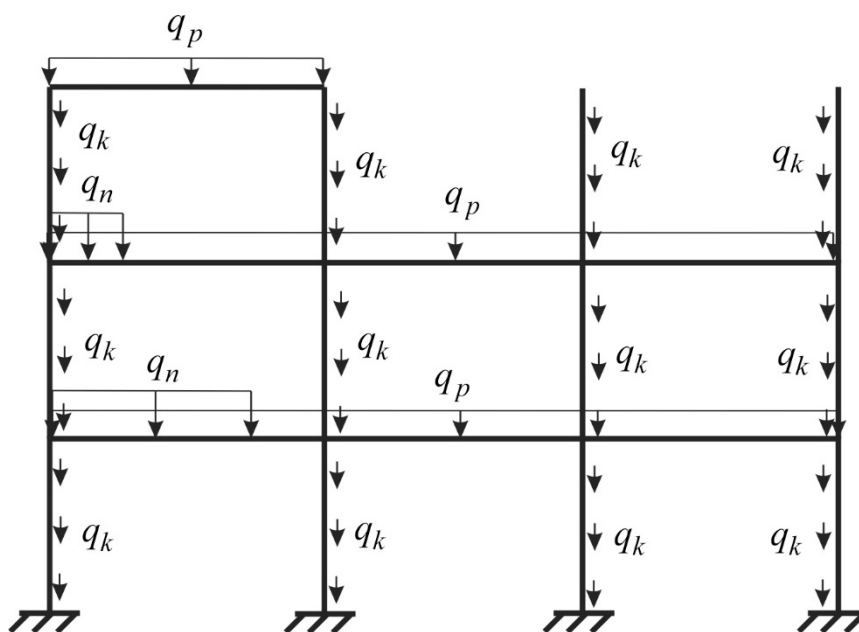


Рис. 2.11. Расчетная схема конструкции:

q_p — нагрузка от собственного веса балок (все балки считаются одинаковыми); q_n — нагрузка от собственного веса плит перекрытия, передающегося на раму; q_k — нагрузка от собственного веса колонн

Пример 4. Расчет балки на ударные воздействия. На середину стальной балки длиной 2 м с сечением из двутавра 20а, свободно лежащей на двух опорах, с высоты $h = 4$ см падает груз $P = 4000$ Н (400 кгс) (рис. 2.12, а).

Вычислить (без учета и с учетом собственного веса балки) наибольшие нормальные напряжения в ее поперечном сечении при ударе. Определить, как изменятся напряжения (при расчете без учета собственного веса балки), если левый конец балки опереть на пружину (см. рис. 2.12), жесткость которой (т.е. величина силы, вызывающей деформацию пружины, равную единице) равна $C = 500 \cdot 10^3$ Н/м (500 кгс/см). Принять: $E = 2 \cdot 10^5$ МПа; $J = 2370$ см⁴; $W = 237$ см³; вес балки $q = 279$ Н/м.

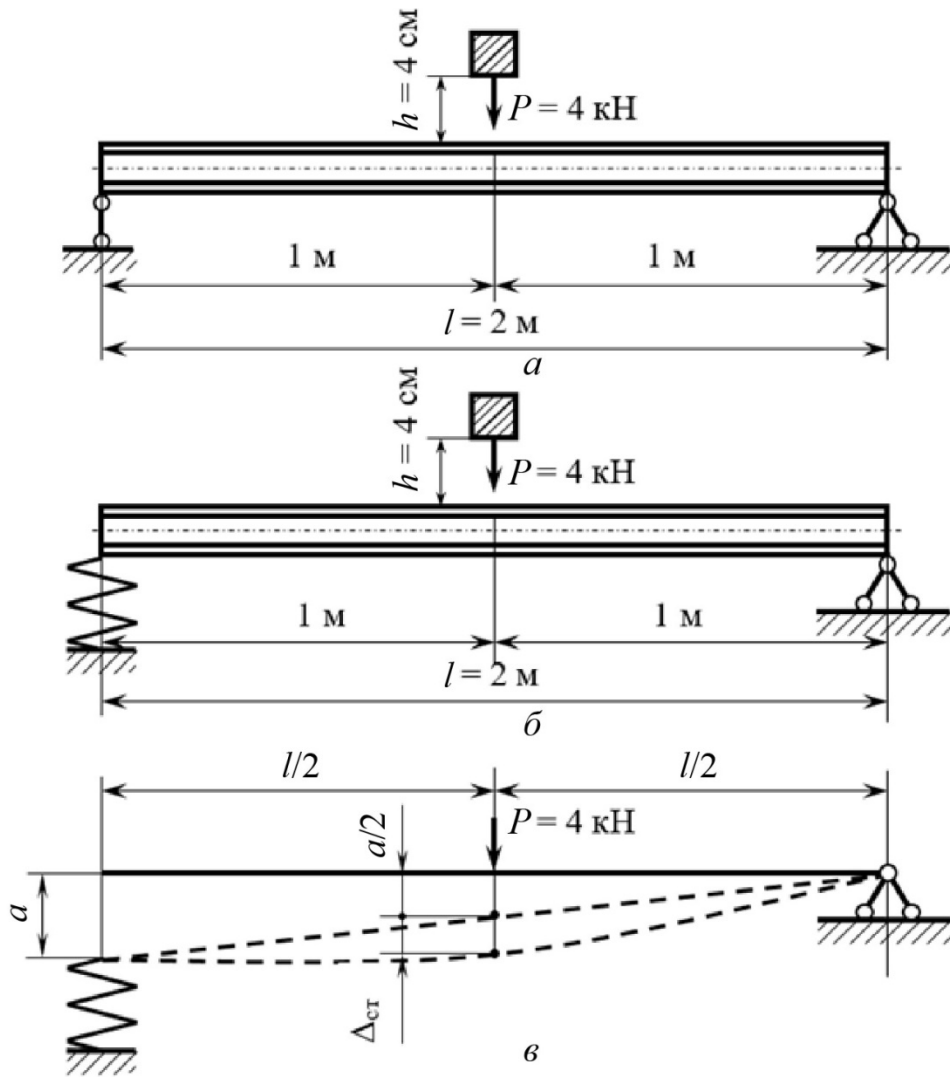


Рис. 2.12. К расчету балки на ударные воздействия: а — исходные данные для решения задачи; б — замена левой опоры пружиной; в — деформированная схема балки

Решение

Прогиб $\Delta_{ст}$ середины балки (в сечении под грузом P) от статического действия силы $P = 4000$ Н:

$$\Delta_{ст} = \frac{Pl^3}{48EJ} = \frac{4000 \cdot 2^3}{48 \cdot 2 \cdot 10^5 \cdot 10^6 \cdot 2370 \cdot 10^{-8}} = 0,141 \cdot 10^{-3} \text{ м} = 0,0141 \text{ см.}$$

Не учитывая влияния собственного веса системы, подвергающейся удару, находим динамический коэффициент:

$$k_d = 1 + \sqrt{1 + \frac{2h}{\Delta_{ст}}} = 1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 4}{0,0141}} = 24,8.$$

Наибольший изгибающий момент M от статически действующей силы P равен $P \cdot l/4$; он возникает в поперечном сечении балки под этой силой.

Наибольшие нормальные напряжения от статически действующей силы P :

$$\sigma_{ст} = \frac{M}{W} = \frac{Pl}{4W} = \frac{4000 \cdot 2}{4 \cdot 237 \cdot 10^{-6}} = 8,45 \text{ МПа (84,5 кгс/см}^2\text{)}.$$

Определяем динамические напряжения при ударе без учета собственного веса балки:

$$\sigma = k_d \cdot \sigma_{ст} = 24,8 \cdot 8,45 = 209,5 \text{ МПа (2095 кгс/см}^2\text{)}.$$

При расчете с учетом собственного веса балки

$$k_d = 1 + \sqrt{1 + \frac{2h}{\Delta_{ст} \cdot [1 + \beta(Q/P)]}} = 1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 4}{0,0141 [1 + (17/35)(558/4000)]}} = 24,1.$$

Здесь Q — вес балки, $Q = ql = 279 \cdot 2 = 558$ Н (55,8 кгс); β — коэффициент приведения распределенной массы балки к сосредоточенной. Для случая изгибающего удара по середине балки, лежащей на двух жестких опорах, $\beta = 17/35$ (см. табл. 2.1).

Динамические напряжения при учете собственного веса балки:

$$\sigma = k_d \cdot \sigma_{ст} = 24,1 \cdot 8,45 = 203,5 \text{ МПа (2035 кгс/см}^2\text{)}.$$

Для определения полных напряжений к ним надо добавить напряжения от собственного веса балки, равные

$$\frac{ql^2}{8W} = \frac{279 \cdot 2^2}{8 \cdot 237 \cdot 10^{-6}} \approx 0,6 \text{ МПа (6 кгс/см}^2\text{)};$$

$$\sigma_n = 203,5 + 0,6 = 204,1 \text{ МПа (2041 кгс/см}^2\text{)}.$$

В данном случае в связи с незначительным весом балки по сравнению с весом падающего груза влияние собственного веса на результаты расчета несущественно.

Пример 5. Расчет балки на податливой опоре на ударные воздействия. В случае опирания левого конца балки на пружину при действии на балку статической силы P пружина под влиянием опорной реакции, равной $P/2$, укоротится на величину $a = P/(2C)$, где C — жесткость пружины, $C = 500 \cdot 10^3$ Н/м (500 кгс/см). Левый конец балки при этом опустится на величину a (см. рис. 2.12, в), а середина балки — на величину

$$\frac{a}{2} = \frac{P}{4C} = \frac{4000}{4 \cdot 500 \cdot 10^3} = 2 \cdot 10^{-3} \text{ м} = 0,2 \text{ см}.$$

Полное вертикальное перемещение от статического действия силы P в сечении под силой (по середине балки) равно сумме величин прогиба, найденного при расчете балки без пружины, и перемещения, вызванного сжатием пружины, т.е.

$$\Delta_{ст} = 0,0141 + 0,2 = 0,2141 \text{ см}.$$

Находим динамический коэффициент (без учета собственного веса балки):

$$k_d = 1 + \sqrt{1 + \frac{2h}{\Delta_{ст}}} = 1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 4}{0,2141}} = 7,19.$$

Наибольшее нормальное напряжение от статической силы в данном случае такое же, как и напряжение, подсчитанное для балки, не опертой на пружину, т.е. $\sigma_{ст} = 8,45$ МПа (84,5 кгс/см²).

Находим

$$\sigma = k_d \cdot \sigma_{ст} = 7,19 \cdot 8,45 = 60,8 \text{ МПа (608 кгс/см}^2\text{)}.$$

Таким образом, установка пружины под один конец балки уменьшила динамические напряжения примерно в 3,5 раза (209,5/60,8).

Практическое занятие 3

ОСНОВНЫЕ ПРИНЦИПЫ РАСПРЕДЕЛЕНИЯ НАГРУЗОК НА ПРИМЕРАХ КОНСТРУКЦИЙ ОБЩЕСТВЕННОГО ЗДАНИЯ

Цели занятия: приобретение и развитие навыков сбора нагрузок на строительные конструкции; совершенствование навыков схематизации конструкций; ознакомление с понятием о распределении и перераспределении нагрузок; владение навыком сбора нагрузок на элементы пространственной конструкции.

Продолжительность занятия 90 мин.

Обеспечение занятия:

- нормативная документация [7];
- настоящее учебное пособие в печатном или электронном виде;
- индивидуальное задание (объемно-планировочное решение одноэтажного жилого дома из мелкогабаритных элементов);
- план занятия.

План занятия

Элемент занятия	Продолжительность, мин	Содержание занятия для:	
		обучающегося	преподавателя
Ознакомление с краткими теоретическими сведениями по сбору нагрузок и примерами выполнения заданий	15	Чтение теоретических сведений, предшествующих выполнению практической части занятия	Ответы на вопросы обучающихся по теоретическому материалу
Выдача заданий по сбору нагрузок на конструкции	5	Ознакомление с заданием, вопросы по заданию	Ответы на вопросы обучающихся по заданию
Выполнение практического задания по сбору нагрузок на конструкции	55	Выполнение практического задания, формирование отчета по практическим занятиям	Помощь обучающимся, консультирование
Выборочная проверка выполнения задания	5	Проверка выполнения самостоятельной работы с учетом комментариев преподавателя	Разбор типовых ошибок

2.8. Краткие теоретические сведения

Постоянные и временные нагрузки перераспределяются через несущие конструкции на фундамент и основание. Нагрузка передается на конструкцию с условной площади, называемой грузовой. Для наружных несущих стен длина грузовой площади упрощенно принимается равной длине участка стены, если условия нагружения не меняются, ширина — до середины пролета, между наружной и внутренней стенами (площадь A_1 на рис. 2.13). Под внутренние стены длина грузовой площади принимается также равной длине стены, а ширина — расстоянию между серединами соседних пролетов, которые эта стена разделяет (площадь A_2 на рис. 2.13). Для колонны длина и ширина грузовой площади принимаются равными расстоянию между серединами пролетов (площадь A_1 на рис. 2.13). Для рядовых балок при опирании на них перекрытий длина грузовой площади равна пролету балки, а ширина — сумме половин соответствующих шагов слева и справа от балки (затушеванная площадь на рис. 2.14). Для крайней балки длина определяется как ее пролет, а ширина — как половина шага между крайней и средней балками.

Следует отметить, что при относительно равномерном распределении нагрузки на уровне верха стен, в уровне, где нагрузка передается на фундамент, давление в общем случае не будет равномерным. Подробнее этот вопрос рассматривается в [8].

На рис. 2.14 показаны внутренние несущие стены, на которые опираются балки Б15 и Б12. Для этих стен прочность и нагрузку, передаваемую на фундамент, необходимо определять с учетом сосредоточенной силы, передающейся от соответствующих балок. Эта сила равна опорной реакции балки при действии на нее равномерно распределенной нагрузки, собираемой с грузовых площадей балок Б12 и Б15.

Если местная прочность стены не обеспечивается, то может выполняться опорная подушка или уширение стены (пилястра). В ряде случаев определяющим для того, чтобы понять, какие стены являются несущими, а какие нет, будет принятие решения о направлении опирания плит перекрытия.

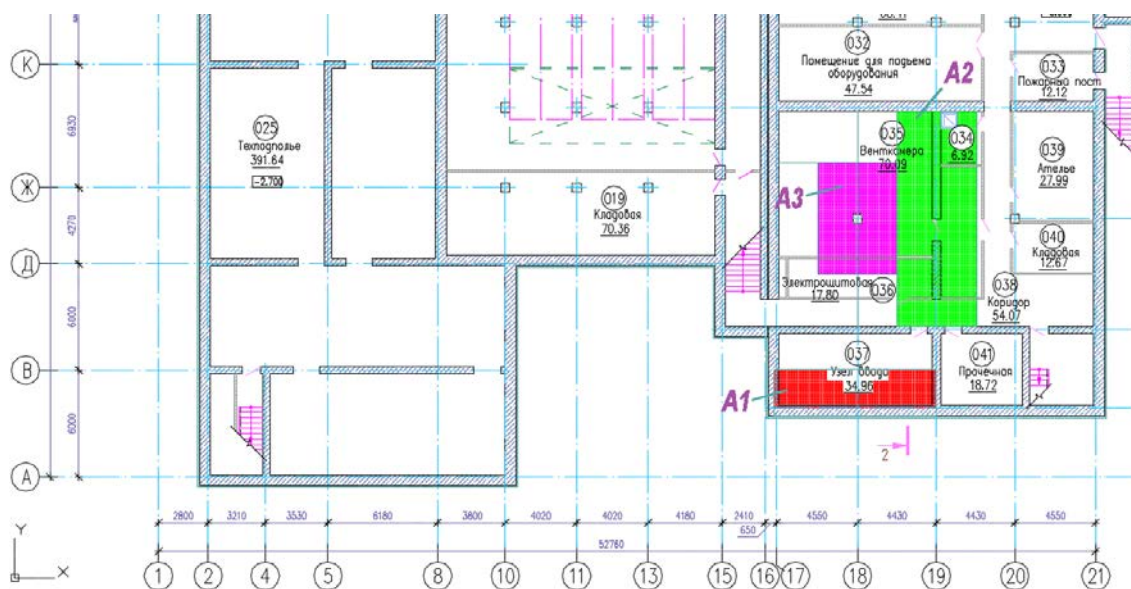


Рис. 2.13. К определению грузовых площадей для стен



Рис. 2.14. К определению грузовых площадей для балок

Если схема опирания перекрытия на этаже меняется, то на каждом таком этаже необходимо при сборе нагрузок на стены учитывать свою грузовую площадь. При этом важно учитывать опирание стропил на стены через мауэрлат, для чего необходимо представить или изобразить эскиз плана кровли со схемой расположения основных элементов стропильной системы. При определении размеров грузовой площади учитывают расстояния между лежащими и мауэрлатами, передающими нагрузку на стены.

Если требуется определить ширину подошвы фундамента, то сбор нагрузок нужно осуществлять для сечения на уровне подошвы фундамента (по высоте). Если необходимо определить несущую способность стены, то сбор нагрузок осуществляется для наиболее опасного сечения (там, где давление, испытываемое стеной, максимально).

Сбор нагрузок осуществляется путем умножения значения нагрузки на ее параметр геометрии: если в результате сбора нагрузок требуется получить сосредоточенную силу (например нагрузку на колонну или столбчатый фундамент), то величина нагрузки, распределенной по площади, умножается на грузовую площадь. Так, если требуется определить погонную нагрузку (распределенную по длине), то значение распределенной по площади нагрузки умножается на ширину грузовой площади (размер, перпендикулярный ее длине). Если необходимо определить распределенную по площади нагрузку, то необходимо объемную нагрузку (например от собственного веса) умножить на высоту тела. Если нагрузка уже сосредоточенная, то умножения не требуется. Итоговая нагрузка получается суммированием всех нагрузок одной размерности, которые воспринимает конструкция.

Для определения расчетного значения постоянной нагрузки необходимо определить вес единицы объема конструкции и умножить его на коэффициент надежности по нагрузке, определяемый по табл. 7.1 [7] (1,05 — для стальных конструкций, 1,1 — для железобетонных конструкций плотностью более 1600 кг/м³, деревянных, каменных и армокаменных конструкций), значения временных нагрузок определяются также нормативным документом [7].

Для зданий относительно небольшой высоты, расположенных в существующей застройке города, значения ветровых нагрузок и температурных климатических воздействий невелики и ими в учебных целях можно пренебречь. Основной климатической нагрузкой в этом случае будем считать снеговую нагрузку и кратковременную нагрузку на перекрытия. Значение этой нагрузки по табл. 8.3 [7] изменяется в зависимости от функционального назначения объекта $q_{вр} = 1,5...4,0$ кПа (150...400 кг/м²). Расчетное значение получается при умножении нормативного на коэффициент надежности по нагрузке γ_f . Например, если объект расположен в г. Москве, то для снеговой нагрузки нормативное значение $S_g = 1,5$ кПа, для получения расчетного значения умножается на коэффициент $\gamma_f = 1,4$.

Примеры расчетов по сбору нагрузок

Пример 1. Необходимо определить нагрузку на 1 м² от собственного веса перекрытия. Пусть дана конструкция перекрытия (рис. 2.15) (размеры в мм). Перекрывается пролет 4 м.

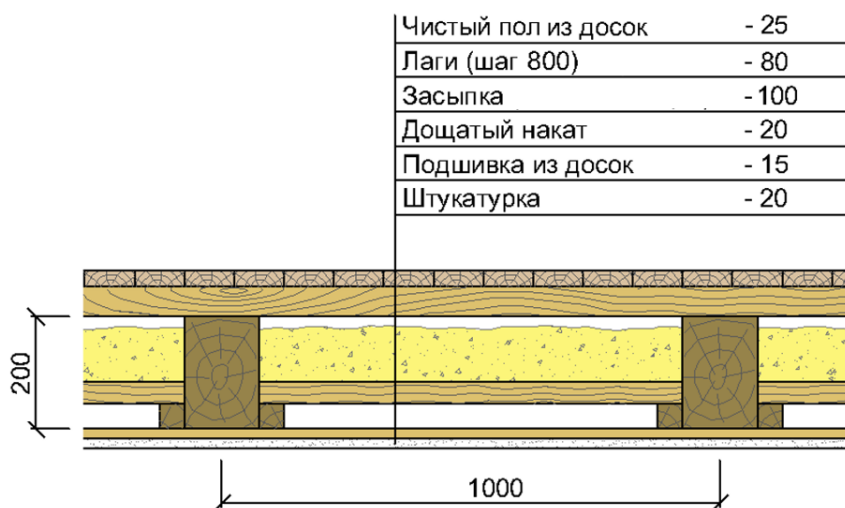


Рис. 2.15. Конструкция перекрытия (сечение поперек пролета)

Решение

Расчет будем вести в табличном виде (табл. 2.2). Для каждого из слоев выписываем из справочника, базы данных программного комплекса или сети Интернет данные о плотности в нормальных условиях эксплуатации.

Нагрузка на 1 м^2 получается для сплошных слоистых материалов умножением плотности на толщину слоя. А для балок, лаг и т.п. на площадь в 1 м^2 необходимо делить фактический вес конструкций, которые расположены на 1 м^2 перекрытия.

Таблица 2.2

Расчет собственного веса междуэтажного перекрытия на 1 м^2

Наименование конструктивного элемента	Плотность, кг/м^3	Нагрузка, кг/м^2
Чистый пол из досок (принимаем половую доску из сосны первого сорта) Расчет: $520 \cdot 0,025 = 13$	520	13
Лаги из елового бруса 80×50 (шаг 800). На 1 м^2 приходится 2 лаги. Расчет: $2450 \cdot 0,05 \cdot 0,081 = 3,6$	450	3,6
Звукоизоляция 100 мм (принимаем Rockwool Акустик БАТТС) Расчет: $37 \cdot 0,1 = 3,7$	37	3,7
Дощатый накат (ель обрезная). Расчет: $450 \cdot 0,02 = 9$	450	9
Подшивка из досок (ель обрезная). Расчет: $450 \cdot 0,015 = 9$	450	6,75
Штукатурка гипсовая (Rotband). Расчет: $1640 \cdot 0,02 = 9$	1640	32,8
Балки перекрытия (из сосны первого сорта, 100×200 мм с черепными брусками 50×50 мм). При шаге 1 м на площадь 1 м^2 приходится 1 балка и 2 черепных бруска. Расчет: $(520 \cdot 0,2 \cdot 0,1 \cdot 1 + 2 \cdot 520 \cdot 0,05 \cdot 0,05 \cdot 1) / 1 = 13$	520	13
<i>Итого</i>		<i>81,85</i>

Для получения итогового значения расчетной нагрузки следует, воспользовавшись табл. 7.1 [7], умножить значения, полученные в графах таблицы, на соответствующие величины γ_f , а результат просуммировать.

Пример 2. Необходимо определить нагрузку на 1 м^2 от собственного веса утепленной крыши. Пусть дана конструкция (рис. 2.16) (размеры в мм). Шаг стропил 0,8 м. Шаг обрешетки под плиту OSB — 300 мм, шаг обрешетки под подшивку 350 мм.

Решение

Решение представим в виде табл. 2.3.

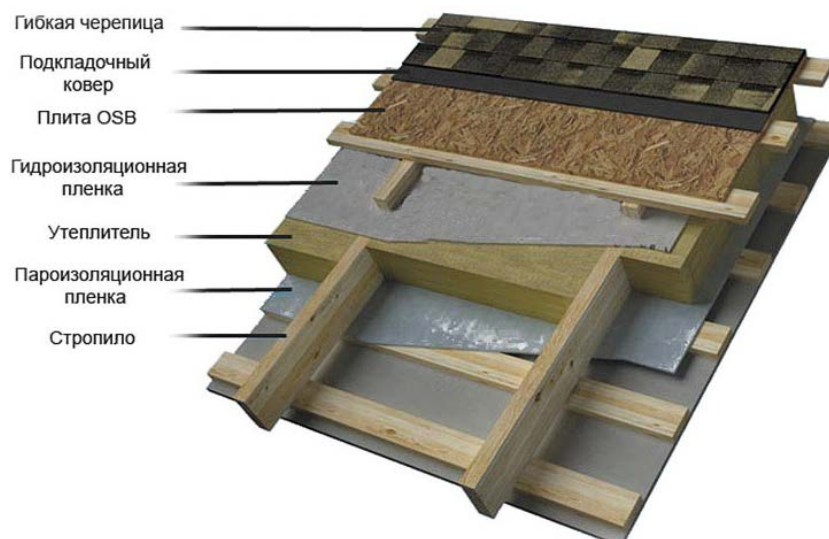


Рис. 2.16. Пример конструктивного решения утепленной крыши с мягкой черепицей

Расчет собственного веса междуэтажного перекрытия на 1 м²

Наименование конструктивного элемента	Плотность, кг/м ³	Нагрузка, кг/м ²
Гибкая черепица Shinglas (Кантри)	—	13
Подкладочный ковер	—	0,2
Плита OSB, толщина 15 мм. Расчет: $650 \cdot 0,015 = 3,6$	650	9,75
Обрешетка из досок (ель обрезная) под плиту OSB, шаг 300 мм 25×100. На 1 м ² приходится 4 доски. Расчет: $4450 \cdot 0,025 \cdot 0,1 = 4,5$	450	4,5
Контробрешетка из елового бруса 30×50. На 1 м ² приходится 2 бруса. Расчет: $2450 \cdot 0,03 \cdot 0,05 = 3,6$	450	1,35
Гидроизоляционная пленка Rockwool толщиной 2 мм	125	0,25
Теплоизоляция 150 мм (принимаем Rockwool Roof БАТТС) Расчет: $160 \cdot 0,15 = 3,7$	160	24
Пароизоляционная пленка Rockwool толщиной 2 мм	125	0,25
Обрешетка из досок (ель обрезная) под подшивку, шаг 350 мм 25×100. На 1 м ² приходится 3 доски. Расчет: $3450 \cdot 0,025 \cdot 0,1 = 4,5$	450	3,38
Подшивка: лист фанеры OSB-3, толщина 9 мм. Расчет: $650 \cdot 0,009 = 3,6$	650	5,85
Стропила из сосны первого сорта, 100×250 мм. При шаге 1 м на площадь 1 м ² приходится 2 стропильных ноги. Расчет: $520 \cdot 0,25 \cdot 0,1 \cdot 2,0 = 26$	520	26
<i>Итого</i>		88,53

Для получения итогового значения расчетной нагрузки следует для каждой строки нагрузку от каждого элемента умножить на коэффициент надежности (табл. 7.1 [7]), а результат просуммировать.

Пример 3. Необходимо определить нормативную и расчетную нагрузки на 1 м² от собственного веса перекрытия над холодным техподпольем. Конструкция перекрытия является слоистой и состоит из сборных железобетонных плит толщиной 220 мм, теплоизоляции толщиной 150 мм, цементно-песчаной стяжки толщиной 45 мм, линолеума на ПВХ основе толщиной 5 мм.

Решение

Решение представим в виде табл. 2.4.

Таблица 2.4

Вычисление расчетной нагрузки от собственного веса перекрытия над техподпольем на 1 м²

Наименование конструктивного элемента	Плотность, кг/м ³	Коэффициент γ_f	Нагрузка, кг/м ²
Линолеум на ПВХ основе, толщина 5 мм. Расчет: $1,1 \cdot 60 \cdot 0,005 = 3,3$	60	1,1	3,3
Цементно-песчаная стяжка, толщина 45 мм. Расчет: $1,3 \cdot 1800 \cdot 0,045 = 105,3$	1800	1,3	105,3
Теплоизоляционные твердые плиты ПТ-250 ГОСТ 9573–2012, 150 мм. Расчет: $1,1 \cdot 250 \cdot 0,15 = 37,5$	250	1,2	45,0
Железобетонная плита, толщина 220 мм. Расчет: $1,1 \cdot 300$	2500	1,1	330
<i>Итого</i>			483,6

Нормативная нагрузка составит

$$60 \cdot 0,005 + 1800 \cdot 0,045 + 250 \cdot 0,15 + 300 = 421,5 \text{ кг/м}^2.$$

Пример 4. Необходимо выполнить расчет вертикальной погонной нагрузки в уровне подошвы фундамента. Конструктивные решения по перекрытиям и крыше принимать по примерам 1 – 3. Геометрию стены здания принимать по рис. 2.17.

Решение

Погонная нагрузка в уровне подошвы фундамента будет складываться из следующих основных компонентов:

- веса плиты ленточного фундамента q_f ;
- веса грунта на обрезах фундамента q_g ;
- веса стены техподполья q_{w0} (ниже отметки 0,000);
- веса стены выше отметки 0,000 q_w ;
- веса перекрытия над техподпольем q_{fl0} , собираемого с грузовой площади стены на отметке 0,000;

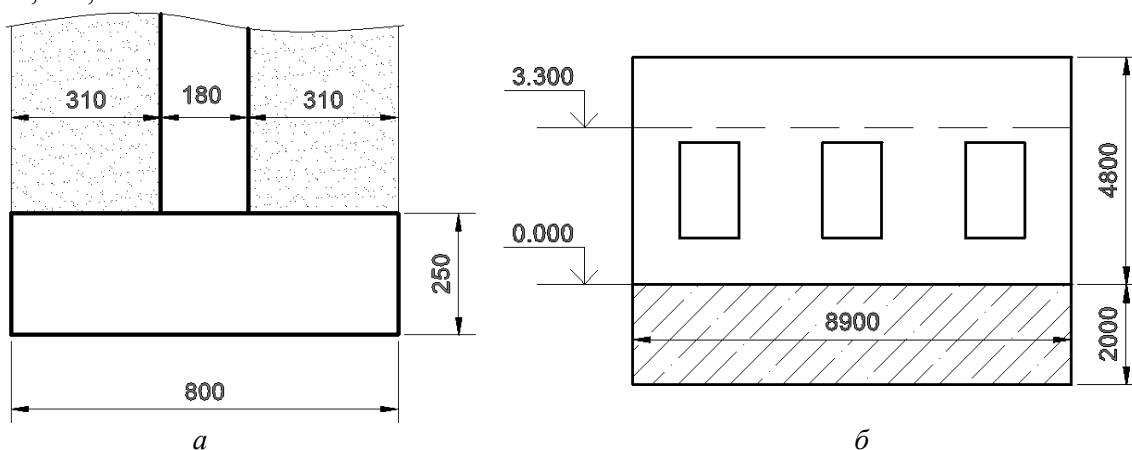


Рис. 2.17. К определению нагрузок от веса конструкций:
a — размеры фундамента; *б* — геометрическая модель стены

- веса перекрытия над первым этажом q_{fl1} , собираемого с грузовой площади стены на отметке 3,300;
- веса утепленной крыши q_{fl2} , собираемого с грузовой площади стены в соответствии со схемой передачи нагрузки от стропил;
- полезной нагрузки $q_{вр1}$, действующей на перекрытие над техподпольем и собираемой с грузовой площади стены на отметке 0,000;
- полезной нагрузки $q_{вр2}$, действующей на перекрытие над первым этажом и собираемой с грузовой площади стены на отметке 3,300;
- веса перегородок на перекрытиях над техподпольем $q_{вр3}^{(1)}$ и над первым этажом $q_{вр3}^{(2)}$ в соответствии с п. 8.2.2 [7];
- веса снега на крыше q_s и полезной нагрузки $q_{вр4}$, собираемых с грузовой площади стены в соответствии со схемой передачи нагрузки от стропил.

Рассмотрим эти компоненты подробнее. Вес фундаментной плиты на данном этапе неизвестен, поэтому исходя из практики проектирования объектов такого типа приближенно принимаем ширину подошвы $b_f = 800$ мм, высоту ступени $h_f = 250$ мм (рис. 2.17, *a*), плотность железобетона $\rho_f = 2500$ кг/м³. Тогда

$$q_f = 2500 \cdot 0,8 \cdot 0,25 = 500 \text{ кг/м.}$$

Вес грунта на обрезах, равных по ширине 310 мм (рис. 2.17, а), вычислим, задавая плотность грунта γ_g равной 1800 кг/м³.

Глубина заложения фундамента за вычетом высоты ступени h_f будет высотой грунтовых объемов обреза, тогда $q_g = (1,8 - 0,25) 0,31 \cdot 1800 \approx 865 \text{ кг/м.}$

Вес стены техподполья на отметке ниже 0,000 — это вес объема стены в виде прямоугольного параллелепипеда, распределенный по ее длине. Принимаем стену из монолитного железобетона толщиной 180 мм (рис. 3.17, а). Высота части стены ниже отметки 0,000 определяется как $h_{w0} = h_0 - h_f$, где h_0 — это сумма глубины заложения фундамента и цокольной части стены, $h_0 = 2,25 \text{ м}$. Тогда $h_{w0} = 2,25 - 0,25 = 2 \text{ м}$ (рис. 2.17, б). Вес $q_{w0} = 2 \cdot 0,18 \cdot 2500 = 900 \text{ кг/м.}$

Погонный вес стены q_w определяется как отношение ее сосредоточенного веса к длине, по которой стена передает нагрузку. Принимаем стену трехслойной, внутреннюю отделку ввиду малости вклада в общий вес не учитываем:

– 1-й слой 120 мм: кирпич лицевой полнотелый размерами 250×120×65 мм, формата 1НФ, марки по прочности М200, класса средней плотности 2,0 (1800 кг/м³), марки по морозостойкости F100:

КР-л-по 250×120×65/1НФ /200/2,0/50/ГОСТ 530–2012;

– 2-й слой 80 мм: утеплитель — плита из минеральной ваты на синтетическом связующем, теплоизоляционная, полужесткая, марки 80, негорючая, длиной 1000 мм, шириной 600 мм, толщиной 80 мм:

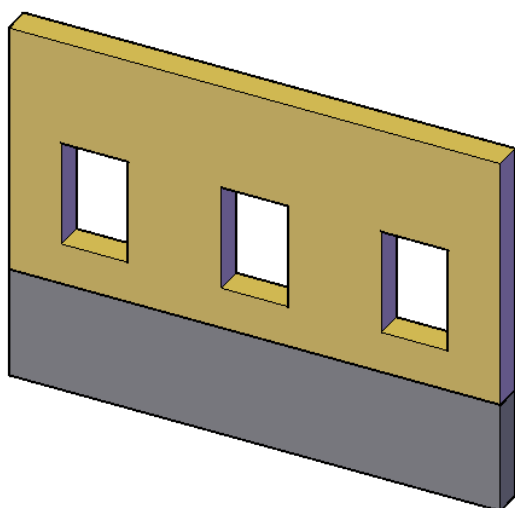
ПП-80(НГ)-1000.600.80 ГОСТ 9573–2012;

– 3-й слой 300 мм: газосиликатные блоки категории I длиной 600, шириной 300 и высотой 200 мм, марки по средней плотности D500, класса по прочности на сжатие В2,5, марки по морозостойкости F25 стеновые неармированные из ячеистого бетона автоклавного твердения:

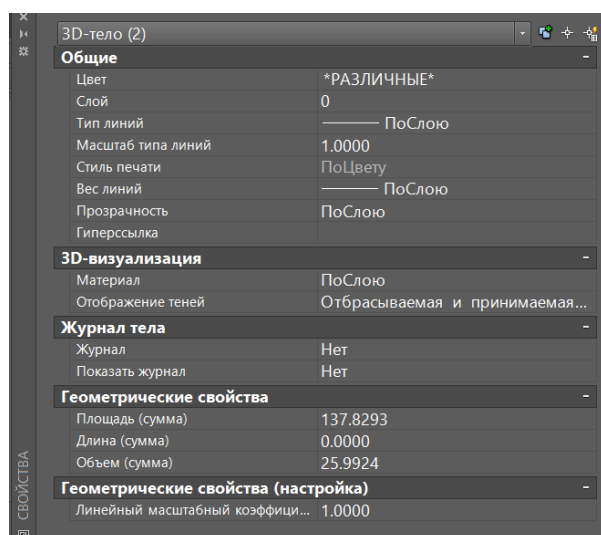
Блок I/600×300×200/D500/B2,5/F25 ГОСТ 31360–2007.

Вес стены можно определить несколькими способами. *Первый* точный, когда определяется вес каждого слоя, а результат суммируется. *Второй* — с учетом средневзвешенной по толщине плотности материалов и без учета наличия оконных и дверных проемов, т.е. «в запас». Выполним вычисления каждым из этих способов.

Для упрощения вычисления точного веса стены используем твердотельное моделирование в AutoCAD (рис. 2.18), где в окне свойств определен общий объем стены 23,55 м³.



а



б

Рис. 2.18. Автоматизированное определение веса стены:

a — твердотельная модель стены; b — свойства модели

Соответственно, общий вес можно определить суммой

$$\bar{q}_w = 26,0(1800 \cdot 0,12/0,5 + 80 \cdot 0,1/0,5 + 500 \cdot 0,3/0,5) = 19448 \text{ кг}.$$

Здесь 1800, 80, 500 (кг/м³) — плотности материалов слоев, а сомножители при плотностях — доли объемов каждого материала из общего объема стены.

При втором способе определим средневзвешенную по толщине плотность стены:

$$\bar{\gamma}_w = \frac{\gamma_1 t_1 + \gamma_2 t_2 + \gamma_3 t_3}{t_1 + t_2 + t_3} = 748 \text{ кг/м}^3. \text{ Эту плотность умножим на объем стены. Объем определим}$$

как произведение площади на толщину стены. Площадь определяем по рис. 2.17, б:

$$F_w = 8,9 \cdot 4,8 + 8,9 \cdot 2,0 = 60,52 \text{ м}^2;$$

$$\bar{q}_w = 748 \cdot 60,52 \cdot 0,5 = 22634 \text{ кг}.$$

Как видим, упрощенный способ дает погрешность в 14 % в сторону завышения нагрузки, что приемлемо. Итак, погонный вес стены $q_w = 22634/8,9 = 2543 \text{ кг/м}$.

Для определения погонных нагрузок q_{fl} от перекрытий будем использовать формулу

$$q_{fl} = qb,$$

где q — распределенная по площади (на 1 м²) нагрузка для перекрытия (покрытия); b — ширина грузовой площади для стены, на которую собирается нагрузка от этого перекрытия (покрытия).

Нагрузку q для перекрытий берем из примеров 1 – 3. По рис. 2.19 можно определить грузовую площадь для перекрытия при рассмотрении стены по оси a в осях 4 – 8.

Определяем нагрузки:

$$q_{fl0} = 421,5 \cdot 1,975 = 832,4 \text{ кг/м, здесь } 1,975 \text{ — ширина площади на рис. 2,19;}$$

$$q_{fl1} = 81,85 \cdot 1,975 = 161,6 \text{ кг/м, здесь } 1,975 \text{ — ширина площади на другом этаже;}$$

$$q_{fl2} = 88,53 \cdot 3,95 = 349,7 \text{ кг/м; здесь } 3,95 \text{ — ширина площади на покрытии;}$$

$$q_{вр1} = 150 \cdot 1,975 = 296,2 \text{ кг/м;}$$

$$q_{вр2} = 150 \cdot 1,975 = 296,2 \text{ кг/м;}$$

$$q_s = 150 \cdot 3,95 = 592,5 \text{ кг/м;}$$

$$q_{вр3}^{(1)} = 50 \cdot 1,975 = 98,7 \text{ кг/м;}$$

$$q_{вр3}^{(2)} = 50 \cdot 1,975 = 98,7 \text{ кг/м,}$$

здесь 50 кг/м² — минимальное значение нагрузки в соответствии с п. 8.2.2 [7], принимаемое таковым, поскольку фактическая нагрузка от веса перегородок для рассматриваемых нами планировок имеет меньшую величину;

$$q_{вр4} = 50/3,95 = 12,6 \text{ кг/м,}$$

здесь 50 кг — сосредоточенная нагрузка от действия человека, выполняющего мероприятия по технической эксплуатации кровли, определяемая по п. 8.3.1 [7].

Суммирование нагрузок осуществляем в табличном виде, в итоге получая нормативные и расчетные нагрузки. Расчетные нагрузки используются для определения напряженно-деформированного состояния конструкций по первой группе предельных состояний (при расчете прочности), а нормативные нагрузки — при расчете по предельным состояниям второй группы (при расчете жесткости).

Прочерк в таблице означает, что для материалов конструкции перекрытия над техподпо-

льем нельзя применить один и тот же коэффициент надежности (см. табл. 7.1 [7]). Эти коэффициенты разные (см. табл. 2.5).

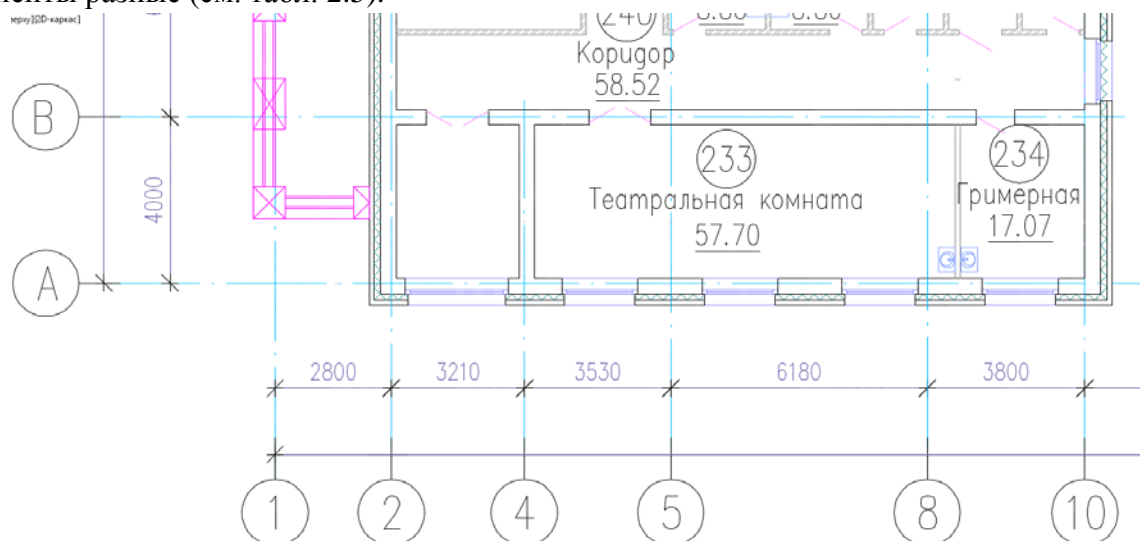


Рис. 2.19. К определению грузовой площади перекрытий для стены по оси А в осях 4 – 8

Таблица 2.5

Сбор погонных нагрузок на стену по оси А

Нагрузка	Обозначение	Нормативная нагрузка, кг/м	Коэффициент надежности	Расчетная нагрузка, кг/м
<i>Постоянные</i>				
Постоянная	q_f	500	1,1	550
	q_g	865	1,15	994,75
	q_{w0}	900	1,1	990
	q_w	2543	1,1	2797
	q_{f10}	832,4	–	947,6
	q_{f11}	161,6	1,1	177,76
	q_{f12}	349,7	1,1	384,67
<i>Итого</i>		6152		6842
<i>Временные</i>				
Длительного действия	$q_{вр3}^{(1)}$	98,7	1,3	128,31
	$q_{вр3}^{(2)}$	98,7	1,3	128,31
Кратковременная	q_s	592,5	1,4	829,5
	$q_{вр1}$	296,2	1,2	355,5
	$q_{вр2}$	296,2	1,2	355,5
	$q_{вр4}$	12,6	1,3	16,38

Согласно главе 6 [7], для расчета мы должны использовать основное сочетание нагрузок (особое сочетание не используем, так как не рассматриваем особые нагрузки и воздействия). Для основного сочетания используем формулу

$$C_m = P_d + (\psi_{11} P_{11} + \psi_{12} P_{12} + \psi_{13} P_{13} + \dots) + (\psi_{21} P_{21} + \psi_{22} P_{22} + \psi_{23} P_{23} + \dots),$$

где C_m — нагрузка для основного сочетания; ψ_{li} ($i = 1, 2, 3, \dots$) — коэффициенты сочетаний

для длительных нагрузок; $\psi_{li} (i = 1, 2, 3, \dots)$ — коэффициенты сочетаний для кратковременных нагрузок.

Для основных сочетаний нагрузок, за исключением случаев, оговоренных в нормах проектирования сооружений в сейсмических районах и в нормах проектирования конструкций и оснований, коэффициент сочетаний длительных нагрузок ψ_l определяется следующим образом:

- для равномерно распределенных длительных нагрузок
- $$\psi_{l1} = 1,0; \psi_{l2} = \psi_{l3} = \dots = 0,95,$$

где ψ_{l1} — коэффициент сочетаний, соответствующий основной по степени влияния длительной нагрузке;

- для кратковременных нагрузок

$$\psi_{t1} = 1,0; \psi_{t2} = 0,9; \psi_{t3} = \psi_{t4} = \dots = 0,7,$$

где ψ_{t1} — коэффициент сочетаний, соответствующий по степени влияния основной кратковременной нагрузке; ψ_{t2} — коэффициент сочетаний, соответствующий второй кратковременной нагрузке; ψ_{t3}, ψ_{t4} — коэффициенты сочетаний для остальных кратковременных нагрузок.

Формируем основное сочетание нагрузок:

- для второй группы предельных состояний

$$Q_{II} = 6152 \cdot 1 + 98,7 \cdot 1 + 98,7 \cdot 0,95 + 592,5 \cdot 1 + 296,2 \cdot 0,9 + 296,2 \cdot 0,7 + 12,6 \cdot 0,7 = 7420 \text{ кг/м};$$

- для первой группы предельных состояний

$$Q_I = 6842 \cdot 1 + 128,3 \cdot 1 + 128,3 \cdot 0,95 + 829,5 \cdot 1 + 355,5 \cdot 0,9 + 355,5 \cdot 0,7 + 16,38 \cdot 0,7 = 8542 \text{ кг/м}.$$

Полученный результат наносится на соответствующую стену в виде флажка со значением нагрузки. Если необходимо рассчитать ширину подошвы фундамента, то используется значение Q_{II} .

Практическое занятие 4 **ОПРЕДЕЛЕНИЕ УСИЛИЙ В БАЛКАХ. ИСПОЛЬЗОВАНИЕ ТРАДИЦИОННЫХ ПОДХОДОВ** **И ТИПОВЫХ СХЕМ РАСЧЕТА БАЛОЧНЫХ КОНСТРУКЦИЙ**

Цель занятия: приобретение и развитие навыков по определению работы конструкций на силовые воздействия.

Продолжительность занятия 180 мин.

Обеспечение занятия:

- настоящее учебное пособие в печатном или электронном виде;
- индивидуальное задание;
- план занятия.

План занятия

Элемент занятия	Продолжительность, мин	Содержание занятия для:	
		обучающегося	преподавателя
Ознакомление с краткими теоретическими сведениями и примерами выполнения заданий	15	Чтение теоретических сведений, предшествующих выполнению практической части занятия	Ответы на вопросы обучающихся по теоретическому материалу
Раздача индивидуальных заданий	5	Ознакомление с заданием, вопросы по заданию	Ответы на вопросы обучающихся по заданию
Выполнение практического задания по определению усилий в конструкциях	150	Выполнение практического задания, формирование отчета по практическим занятиям	Помощь обучающимся, консультирование

2.9. Краткие теоретические сведения. Определение внутренних усилий в простых балках. Методика построения эпюр

Определение внутренних усилий в стержнях основано на методе сечений. В то же время использование непосредственного уравнивания выделяемой части стержня представляется нецелесообразным. Существуют несколько достаточно простых рабочих правил построения эпюр внутренних усилий. Рассмотрим один из таких подходов применительно к балкам [18].

Допустим, на балку действует некоторая самоуравновешенная система сил P_i (рис. 2.20). В этом случае в балке могут возникать только два вида внутренних усилий: поперечная сила Q и изгибающий момент M_x .

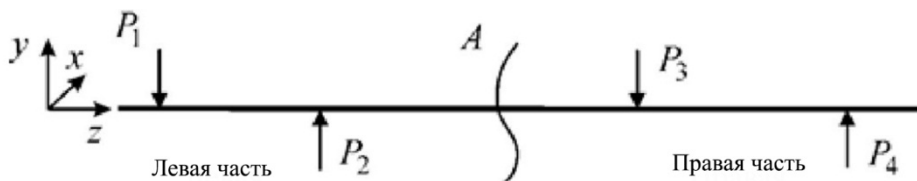


Рис. 2.20. Балка под действием самоуравновешенной системы сил

В механике для поперечных сил используется следующее правило знаков: поперечная сила считается положительной, если она стремится повернуть участок стержня по ходу часовой стрелки (рис. 2.21); отрицательной — если стремится повернуть участок стержня против хода часовой стрелки. Знак изгибающего момента определяется знаком кривизны изогнутой оси стержня (рис. 2.22). При этом знак «+» соответствует растяжению нижних волокон и сжатию верхних, знак «-» — растяжению верхних волокон и сжатию нижних.

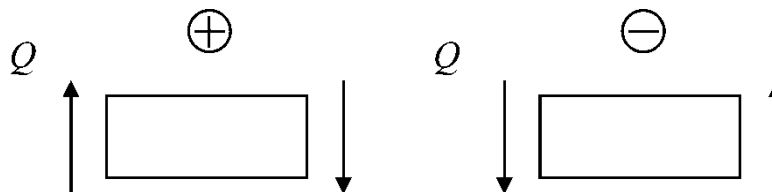


Рис. 2.21. Правило знаков для поперечных сил

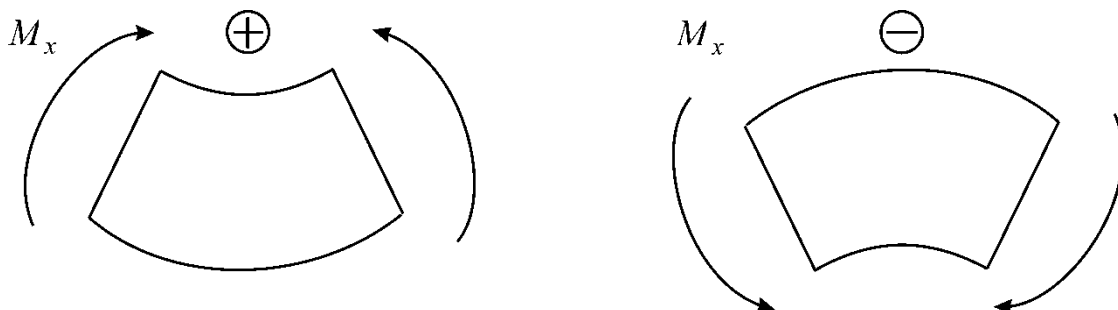


Рис. 2.22. Правило знаков для изгибающих моментов

Изложим методику построения эпюр поперечных сил и изгибающих моментов. Предположим, что ось y направлена вверх. В противном случае нельзя будет использовать приводимые нами формулы для определения поперечных сил. При нахождении значений Q и M_x для данного сечения следует учесть силы, расположенные только слева или только справа от

сечения. Так как система сил уравновешена, результаты расчета не должны зависеть от того, какая часть балки (левая или правая) будет рассматриваться.

При движении слева получим поперечную силу как сумму проекций всех сил, расположенных в левой части от сечения (л. ч.), на ось y :

$$Q = \sum_{\text{л. ч.}} P_{iy}.$$

Такая же величина в уравновешенной балке должна получиться для правой части (пр. ч.), но при добавлении перед суммой знака « $-$ »:

$$Q = - \sum_{\text{пр. ч.}} P_{iy}.$$

Аналогичные зависимости справедливы для изгибающего момента

$$M_x = \sum_{\text{л. ч.}} M(P_i);$$
$$M_x = - \sum_{\text{пр. ч.}} M(P_i),$$

где $M(P_i)$ — момент силы P_i относительно рассматриваемого сечения.

Построенные по установленным правилам графики внутренних усилий в стержнях называют *эпюрами*.

Отметим основные из этих *правил*: 1) фигуры, ограниченные линиями графиков и осью стержня, штрихуют отрезками, перпендикулярными оси; 2) положительные значения поперечных сил откладываются вверх, а отрицательные — вниз. При этом непосредственно на получаемых фигурах в кружках указывают знаки поперечных сил; 3) для изгибающих моментов в расчетах строительных конструкций выдвигается противоположное требование: положительные значения откладываются вниз, а отрицательные — вверх. Тогда автоматически выполняется условие построения эпюр изгибающих моментов на растянутых волокнах. Знаки изгибающих моментов обычно на эпюрах не указываются; 4) на эпюрах следует показывать абсолютные значения ординат внутренних усилий в крайних сечениях участков. Кроме того, приводятся модули экстремальных значений изгибающих моментов для внутренних сечений участков.

После построения эпюр необходимо выполнить их *проверку*. Приведем наиболее часто применяемые правила проверки.

1. Если на участке стержня нет распределенной нагрузки q , то на этом участке поперечная сила Q имеет постоянное значение, а изгибающий момент M_x распределяется по линейному закону.

2. Если на участке стержня действует равномерно распределенная нагрузка q , то на таком участке поперечная сила изменяется по линейному закону, а изгибающий момент — по квадратичному. Выпуклость эпюры изгибающих моментов обращена в сторону действия распределенной нагрузки. В сечении, для которого поперечная сила равна нулю, изгибающий момент имеет экстремальное значение (минимум или максимум).

3. В точке, где приложена сосредоточенная сила, перпендикулярная оси стержня, эпюра поперечных сил имеет скачок, численно (по абсолютной величине) равный величине приложенной внешней силы, а эпюра изгибающих моментов — перелом. При движении слева направо скачок направлен вверх, если проекция силы на ось y положительна, вниз — если проекция отрицательна.

4. В точке, где приложен сосредоточенный момент, эпюра изгибающих моментов имеет скачок, численно равный величине данного момента. При движении слева направо скачок

направлен вверх, если внешний момент является отрицательным, вниз — если внешний момент положителен.

5. Поперечная сила в крайнем сечении балки численно равна вертикальной силе (активной или реактивной), приложенной в этом сечении.

6. Изгибающий момент в крайнем сечении балки численно равен внешнему моменту (активному или реактивному), приложенному в этом сечении.

Отметим, что правила 3 и 4 применимы и для крайних сечений, если условно принять, что за пределами балки внутренние усилия равны нулю. Из правила 5 вытекает равенство нулю поперечной силы на свободном конце балки, не нагруженном вертикальной сосредоточенной силой. Из правила 6 следует, что если конец балки является свободным или шарнирно опертым и в его сечении не приложен внешний момент, то изгибающий момент в данном сечении будет равен нулю. Некоторые из этих положений используем при построении эпюр.

Примеры расчетов

Пример 1. Требуется определить реакции опор и построить эпюры поперечных сил и изгибающих моментов для двухопорной балки (рис. 2.23) при следующих значениях внешних нагрузок: $P = 30$ кН, $M = 8$ кН·м, $q = 4$ кН/м.

Решение

Определяем реакции опор. Мысленно отбрасываем опорные связи A и B с помощью разрезов, заменяя связи соответствующими реакциями. В общем случае в неподвижном шарнире A можно рассматривать реакции X_A и Y_A , в шарнирно-подвижной опоре B — реакцию R_B . На данную балку не действуют силы, имеющие ненулевые составляющие по горизонтальной оси Az . Поэтому $X_A = 0$. Первоначально полагаем, что реакции Y_A и R_B направлены вверх. Фактические направления реакций можно в итоге определить по знакам полученных для них величин: если знак положительный, направление реакции выбрано правильно, если отрицательный — направление реакции следует поменять на противоположное.

При определении реакций заменим равномерно распределенную нагрузку ее равнодействующей R_q , которую следует приложить посередине участка действия этой нагрузки:

$$R_q = q \cdot 4 = 4 \cdot 4 = 16 \text{ кН.}$$

Для нахождения реакции Y_A составим уравнение равновесия балки, приравняв нулю сумму моментов всех приложенных к ней сил относительно точки B . При этом будем иметь одно уравнение с одним неизвестным Y_A :

$$\sum M_B = Y_A \cdot 8 - R_q \cdot 6 + P \cdot 2 + M = 0,$$

откуда получим

$$Y_A = \frac{6R_q - 2P - M}{8} = \frac{16 \cdot 6 - 30 \cdot 2 - 8}{8} = 3,5 \text{ кН.}$$

Аналогично находим реакцию R_B , рассмотрев сумму моментов всех сил относительно т. A .

Так как реакция R_B получилась отрицательной, зачеркнем на рис. 2.23 ее первоначальное изображение и направим изображение R_B вниз. При этом значение реакции уже должно приниматься положительным: $R_B = 17,5$ кН.

Проверим правильность определения реакций опор, вычислив сумму проекций всех сил на ось Oy :

$$\sum Y = Y_A - R_q + P - R_B = 3,5 - 16 + 30 - 17,5 = 0;$$

$$\sum M_A = R_q \cdot 2 - P \cdot 6 + M_B - R_B \cdot 8 = 0;$$

$$R_B = \frac{2R_q - 6P + M_B}{8} = \frac{2 \cdot 16 - 30 \cdot 6 + 8}{8} = -17,5 \text{ кН.}$$

Разделим балку на три участка (I, II и III), для каждого из которых внутренние силы можно представить в виде одного простого аналитического выражения. Обычно границами таких участков являются внешние и внутренние связи, сосредоточенные силы, границы распределенных нагрузок.

При построении эпюр для двухопорной балки часть участков удобно проходить, двигаясь от левой опоры, а часть — от правой.

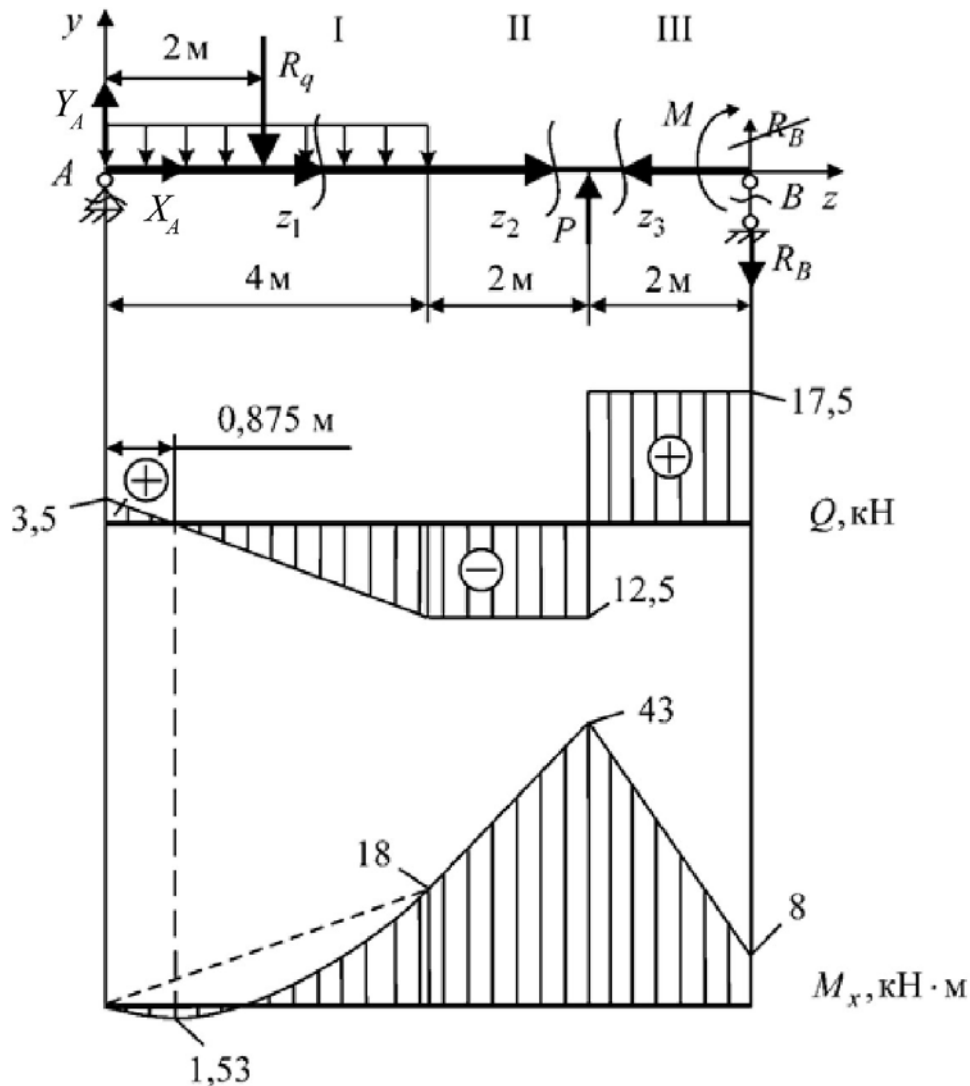


Рис. 2.23. Двухопорная балка

Будем двигаться на участках I и II слева направо, на участке III — справа налево. Введем местные оси z_1, z_2, z_3 , связанные с этими участками. Каждая координата z_i отсчитывается от начала участка до некоторого текущего сечения. Отметим, что начальное сечение участка зависит от направления движения.

Запишем уравнения, выражающие зависимости поперечных сил и изгибающих моментов от координат z_i , и построим эпюры этих усилий.

Поперечные силы

Участок I. В соответствии с рис. 2.23 имеем

$$Q = R_A - qz_1 = 3,5 - 4z_1.$$

Получено уравнение прямой линии. Определим значения ординат этой прямой в начале и конце участка:

$$Q(0) = 3,5 \text{ кН}; \quad Q(4) = 3,5 - 4 \cdot 4 = -12,5 \text{ кН}.$$

Найдем положение сечения, в котором поперечная сила равна нулю, а изгибающий момент, согласно второму правилу проверки, имеет экстремум:

$$Q = 3,5 - 4z_{1\text{экс}} = 0; \quad z_{1\text{экс}} = \frac{3,5}{4} = 0,875 \text{ м}.$$

Участок II. При определении внутренних усилий за пределами участка, на котором действует распределенная внешняя нагрузка, можно рассматривать ее равнодействующую.

Тогда

$$Q = Y_A - R_q = 3,5 - 16 = -12,5 \text{ кН}.$$

Участок III. Как уже было отмечено, для этого участка движение будем осуществлять справа налево:

$$Q = -(-R_B) = R_B = 17,5 \text{ кН}.$$

Строим эпюру поперечных сил (см. рис. 2.23). Как нетрудно заметить, эта эпюра удовлетворяет правилам проверки 1 – 3, 5.

Изгибающие моменты

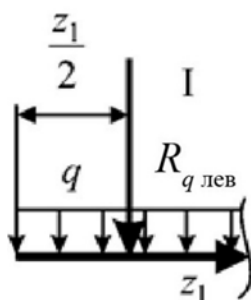


Рис. 2.24. Распределенная нагрузка на участке I

Участок I. Прежде чем рассматривать изгибающий момент на этом участке, выведем для представленной на рис. 2.24 схемы формулу, позволяющую определить момент в текущем сечении участка от действия равномерно распределенной нагрузки q .

Она следует из условия равновесия $\sum_{\text{л.ч.}} M = 0$:

$$M_x = -R_{q\text{лев}} \frac{z_1}{2} = -qz_1 \frac{z_1}{2} = -\frac{qz_1^2}{2},$$

где $R_{q\text{лев}}$ — равнодействующая распределенной нагрузки, приложенной слева от текущего сечения.

Для общего случая действия на балку равномерно распределенной нагрузки предыдущую формулу представим таким образом:

$$M_x = \pm \frac{qz_i^2}{2},$$

где знак зависит от направления действия нагрузки и расположения сечения.

Определим

$$M_x = Y_A z_1 - \frac{qz_1^2}{2} = 3,5z_1 - \frac{4z_1^2}{2}.$$

Определим величины изгибающего момента на концах участка и в сечении, где он принимает экстремальное значение:

$$M_x(0) = 0; \quad M_x(4) = 3,5 \cdot 4 - 4 \frac{4^2}{2} = -18 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{x\text{экс}}(4) = 3,5 \cdot 0,875 - 4 \frac{0,875^2}{2} = -1,53 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Участок II

$$M_x = Y_A(4 + z_2) - R_q(2 + z_2) = 3,5(4 + z_2) - 16(2 + z_2).$$

Отметим, что начинающим расчетчикам после записи выражения для усилия не рекомендуется злоупотреблять алгебраическими преобразованиями, упрощающими его вид. Это позволит избежать ошибок, связанных с выполнением таких действий.

$$M_x(0) = 3,5 \cdot 2 - 16 \cdot 2 = -18 \text{ кН} \cdot \text{м}; \quad M_x(2) = 3,5(4 + 2) - 16(2 + 2) = -43 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Участок III

$$M_x = -(R_B z_4 + M) = -17,5z_4 - 8; \quad M_x(0) = -8 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_x(2) = -17,5 \cdot 2 - 8 = -43 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Далее на основании полученных ординат строим эпюру изгибающих моментов. При этом для участка I парабола вырисовывается схематично по трем полученным значениям.

Итоговая эпюра изгибающих моментов полностью удовлетворяет правилам проверки.

Пример 2. Для консольной балки (рис. 2.25) требуется построить эпюры поперечных сил и изгибающих моментов при следующих значениях внешних нагрузок:

$$P = 20 \text{ кН}, \quad M = 100 \text{ кН} \cdot \text{м}, \quad q = 10 \text{ кН/м}.$$

При расчете консольной балки можно не определять реакции в заделке, двигаясь со свободного конца стержня. Разделим балку на участки и введем местные оси z_i . Далее получим ординаты для построения эпюр внутренних усилий.

Решение

Поперечные силы

Участок I. $Q = -(-P) = 20 \text{ кН}$.

Участок II. $Q = -(-P - qz_2) = 20 + 10z_2$; $Q(0) = 20 \text{ кН}$; $Q(3) = 20 + 10 \cdot 3 = 50 \text{ кН}$.

Участок III. Равнодействующая распределенной нагрузки

$$R_q = q \cdot 3 = 10 \cdot 3 = 30 \text{ кН}.$$

Тогда для участка III можно записать

$$Q = -(-P - R_q) = 20 + 30 = 50 \text{ кН}.$$

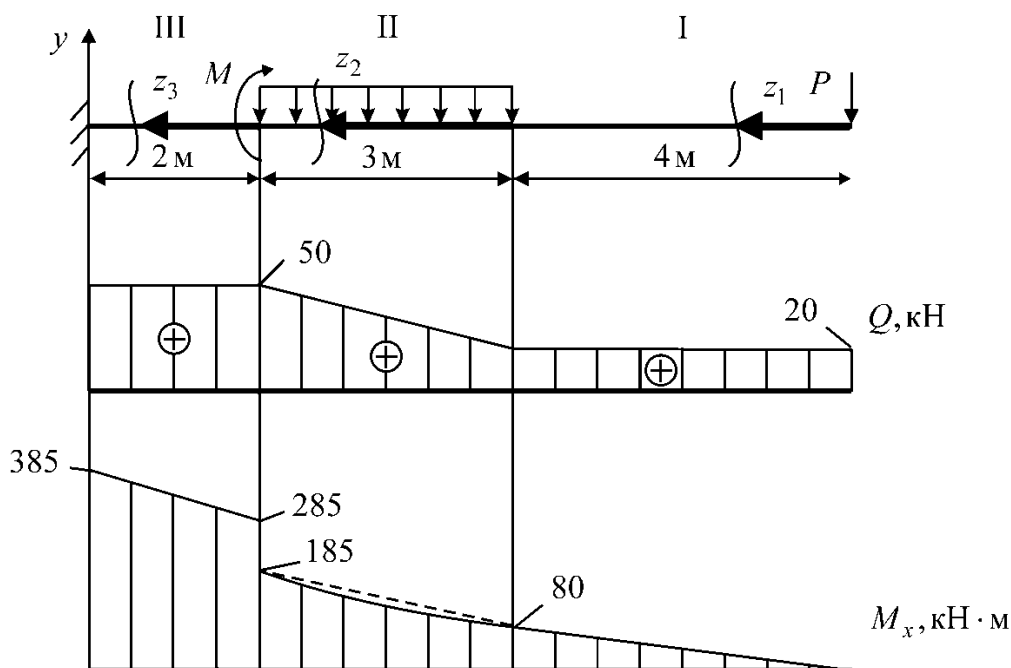


Рис. 2.25. Консольная балка

Изгибающие моменты

Участок I

$$M_x = -(Pz_1) = -20z_1; \quad M_x(0) = 0; \quad M_x(4) = -20 \cdot 4 = -80 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Участок II

$$M_x = -\left(P(4+z_2) + \frac{qz_2^2}{2}\right) = -20(4+z_2) - \frac{10z_2^2}{2};$$

$$M_x(0) = -20 \cdot 4 = -80 \text{ кН} \cdot \text{м}; \quad M_x(3) = -20(4+3) - \frac{10 \cdot 3^2}{2} = -185 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Участок III

$$M_x = -\left(P(7+z_3) + R_q(1,5+z_3) + M\right) = -20(7+z_3) - 30(1,5+z_3) - 100;$$

$$M_x(0) = -20 \cdot 7 - 30 \cdot 1,5 - 100 = -285 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_x(2) = -20(7+2) - 30(1,5+2) - 100 = -385 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Соответствующие эпюры представлены на рис. 2.25. Отметим, что в данном случае на участке II, где действует распределенная нагрузка, отсутствует экстремум. Параболу на этом участке можно приближенно построить по двум точкам и известному направлению выпуклости кривой.

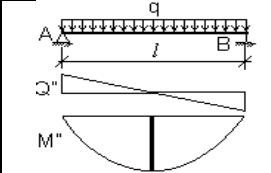
2.10. Использование справочных данных для определения усилий

Основные схемы нагружения, усилия и перемещения балок представлены в табл. 2.6 – 2.8 [12].

Таблица 2.6

К расчету балок на двух шарнирных опорах

№ схемы	Расчетная схема, нагрузки и эпюры	Опорные реакции	Изгибающий момент	Прогиб балки
1.1		$A = B = \frac{Q}{2}$	$M = \frac{Qx}{2} \quad (0 < x < l/2)$ $M = \frac{Q(l-x)}{2} \quad (l/2 < x < l)$ $M_{\max} = \frac{Ql}{4}$	$f = \frac{Qx}{48EJ} (4x^2 - 3l^2)$ при $x < l/2$ $f_{\max} = \frac{Ql^3}{48EJ}$
1.2		$A = \frac{Qb}{l}$ $B = \frac{Qa}{l}$	$M = \frac{Qbx}{l} \quad (0 < x < a)$ $M = \frac{Q(la-xa)}{l} \quad (a < x < l)$ $M_{\max} = \frac{Qab}{l}$	$f = \frac{Qb^2a^2}{3EJ}$ при $x = a$
1.3		$A = B = Q$	$M_{\max} = Qa$	$f_{\max} = \frac{Ql^3}{24EJ} \left(4\frac{a^3}{l^3} - 3\frac{a}{l}\right)$
1.4		$A = \frac{Q(b+l-a)}{l}$ $B = \frac{Q(a+l-b)}{l}$	$M_{\max} = \frac{Qa(b+l-a)}{l}$	$f_{\max} = \frac{Ql^3}{24EJ} \left(4\frac{a^3}{l^3} - 3\frac{a}{l}\right)$

2.1		$A = B = \frac{ql}{2}$	$M = \frac{qx(l-x)}{2}$ $M_{\max} = \frac{ql^2}{8}$	$f = \frac{q(2lx^3 - x^4 - l^3x)}{24EJ}$ $f_{\max} = -\frac{5ql^4}{384EJ}$
-----	---	------------------------	--	---

Окончание табл. 2.6

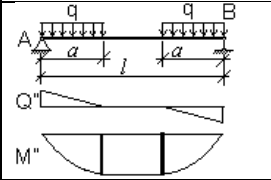
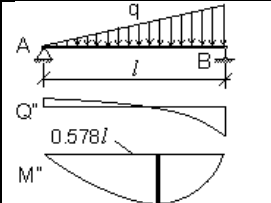
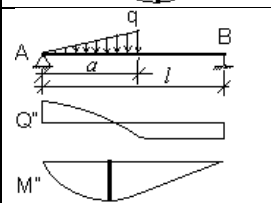
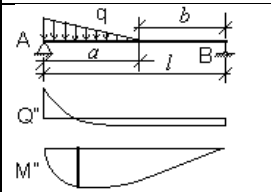
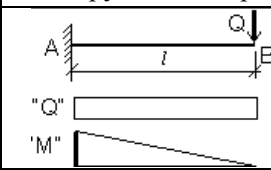
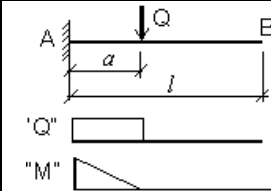
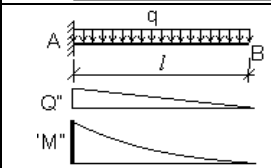
№ схемы	Расчетная схема, нагрузки и эпюры	Опорные реакции	Изгибающий момент	Прогиб балки
2.4		$A = B = qa$	$M = qx(a-x/2)$ ($0 < x < a$) $M_{\max} = \frac{qa^2}{2}$ ($a < x < l-a$)	при $x = l/2$ $f_{\max} = \frac{ql^2a^2}{48EJ} (2\frac{a^2}{l^2} - 3)$
2.5		$A = \frac{ql}{6}$ $B = \frac{ql}{3}$	$M = \frac{qlx}{6} - \frac{qx^3}{6l}$ $M_{l/2} = \frac{ql^2}{16}$ $M_{\max} = 0.0642ql^2$	$f_{\max} = 0.00651 \frac{ql^4}{EJ}$ при $x = 0.519l$
2.6		$A = \frac{qa}{2l} (l - \frac{2a}{3})$ $B = \frac{qa^2}{3l}$	$M = Ax - \frac{qx^2}{3}$ ($0 < x < a$)	при $x = a$ $f = \frac{qla^3}{45EJ} (5 - 9\frac{a}{l} + \frac{a^2}{l^2})$
2.7		$A = \frac{qa}{2l} (l - \frac{a}{3})$ $B = \frac{qa^2}{6l}$	при $x = a$ $M = Aa - \frac{qa^2}{6}$	при $x = a$ $f = \frac{qla^2b}{360EJ} (20\frac{a}{l} - 13\frac{a^2}{l^2})$

Таблица 2.7

К расчету консольных балок

№ схемы	Расчетная схема, нагрузки и эпюры	Опорные реакции	Изгибающий момент	Прогиб балки
1.1		$A = Q$	$M_A = Ql$ $M = Qx - Ql$	$f = \frac{Q}{2EJ} (\frac{x^3}{3} - lx^2)$ $f_{\max} = \frac{Ql^3}{3EJ}$
1.2		$A = Q$	$M_A = Qa$ $M = Qx - Qa$ ($0 < x < a$) при $x > a$ $M = 0$	$f = \frac{Qa^2}{6EJ} (a - 3x)$ при $x > a$ $f_{\max} = \frac{Qa^2}{6EJ} (a - 3l)$
2.1		$A = ql$	$M_A = \frac{ql^2}{2}$ $M = \frac{ql^2 + qx^2}{2} - qlx$	$f = \frac{qx^2}{12EJ} (2lx - 3l^2 - \frac{x^2}{2})$ $f_{\max} = \frac{ql^4}{8EJ}$

№ схемы	Расчетная схема, нагрузки и эпюры	Опорные реакции	Изгибающий момент	Прогиб балки
2.2		$A = qb$	$M_A = qb(a + b/2)$ $M = M_A - Ax$ $(0 < x < a)$ $M = M_A - Ax + \frac{(q-a)^2}{2}$ $(a < x < l)$	$f = \frac{ql^4}{24EJ} (3 - 4\frac{a^3}{l^2} + \frac{a^4}{l^4})$
2.3		$A = qa$	$M_A = qa^2/2$ $M = \frac{qa^2}{2} + \frac{qx^2}{2} - qax$ $(0 < x < a)$ $M = 0$ $(a < x < l)$	$f = \frac{qa^3}{24EJ} (a - 4x)$ при $x > a$ $f = \frac{qa^3}{24EJ} (a - 4l)$
2.4		$A = \frac{ql^2}{2}$	$M_A = ql^2/6$ $M = \frac{ql^2}{6} + \frac{qx^2(4l-3x)}{3l} - \frac{qlx}{2}$	$f = \frac{ql^4}{30EJ}$

Таблица 2.8

К расчету шарнирно опертых балок с консолями

№ схемы	Расчетная схема, нагрузки и эпюры	Опорные реакции	Изгибающий момент	Прогиб балки
1.1		$A = -Qa/l$ $B = bQ \times \frac{(a+l)}{l}$	$M = -\frac{Qax}{l}$ $(0 < x < l)$ $M_A = 0$ $M_B = -Qa$	$f = \frac{Q}{6EJ} (alx - \frac{ax^3}{l}) (0 < x < l)$ $f_c = Qa^2(a+l)/3EJ$ $f_{0.577l} = 0.0642 \frac{Qal^2}{EJ}$
1.2		$A = B = Q$	$M = -Qx (0 < x < a)$ $M = -Qa (a < x < l+a)$ $M_A = M_B = -Qa$ $M_{max} = -Qa$	$f_c = \frac{Qa^2}{6EJ} (4a-3l)$ $f = \frac{Qax(l-x)}{2EJ}$ $f_{l/2} = \frac{Qal^2}{8EJ}$
1.3		$A = B = \frac{3Q}{2}$	$M = -Qx (0 < x < a)$ $M = \frac{Q(x-3a)}{2} (a < x < l/2+a)$ $M_A = M_B = -Qa$	$f_{l/2} = \frac{Ql^2}{48EJ} (6a-l)$ $f_{l/2} = \frac{Ql^3}{24EJ}, a=l/2$ $f_{l/2} = 0, a=l/6$ $f_{l/2} = Ql^3/96EJ, a=l/12$

№ схемы	Расчетная схема, нагрузки и эпюры	Опорные реакции	Изгибающий момент	Прогиб балки
2.1		$A = -\frac{qa^2}{2l}$ $B = qa \times \frac{(2l+a)}{2l}$	$M = Ax \quad (a < x < l+a)$ $M_{l/2} = -\frac{Qa^2}{4}$ $M_A = 0$ $M_B = -\frac{qa^2}{2}$	$f_c = \frac{qa^3}{24EJ} (4a+3l)$ $f = 0.0321 \frac{qa^2 l^2}{EJ},$ $x = 0.577l$
2.2		$A = B = q \times \frac{(l+2a)}{2}$	$M = Ax - q \frac{x^2}{2} \quad (a < x < l+a)$ $M_{l/2} = q(l^2 - 4a^2)/8$ $M_{l/2} = -M_A, \quad a = l/8$ $M_A = M_B = -qa^2/2$	$f_{l/2} = \frac{ql^2(24a^2 - 5l^2)}{384EJ}$
2.3		$A = \frac{q(l^2 - a^2)}{2l}$ $B = qa + \frac{q(l^2 - a^2)}{2l}$	$M = Ax - q \frac{x^2}{2} \quad (a < x < l+a)$ $M_{\max} = q(l^2 - a^2)^2 / 8l^2$ $M_A = 0$ $M_B = -qa^2/2$	$f_{l/2} = \frac{ql^2(12a^2 - 5l^2)}{384EJ}$
2.4		$-A = B = \frac{M}{l}$	$M = -M \frac{x}{l} \quad (0 < x < l)$ $M_A = 0$ $M_B = -M$	$f = \frac{Mx}{6EJl} (l^2 - x^2)$ $f_{\max} = 0.0642 \frac{Ml^2}{EJ}$ $f = \frac{Ml^2}{16EJ}, \quad x = l/2$

Пример 3. Необходимо определить расчетные значения внутренних усилий в рядовой балке перекрытия (рис. 2.26) пролетом 2,5 м, при шаге балок 0,5 м. Конструкция перекрытия приведена на рис. 2.15. Полезную нагрузку на перекрытие принять равной 150 кг/м².

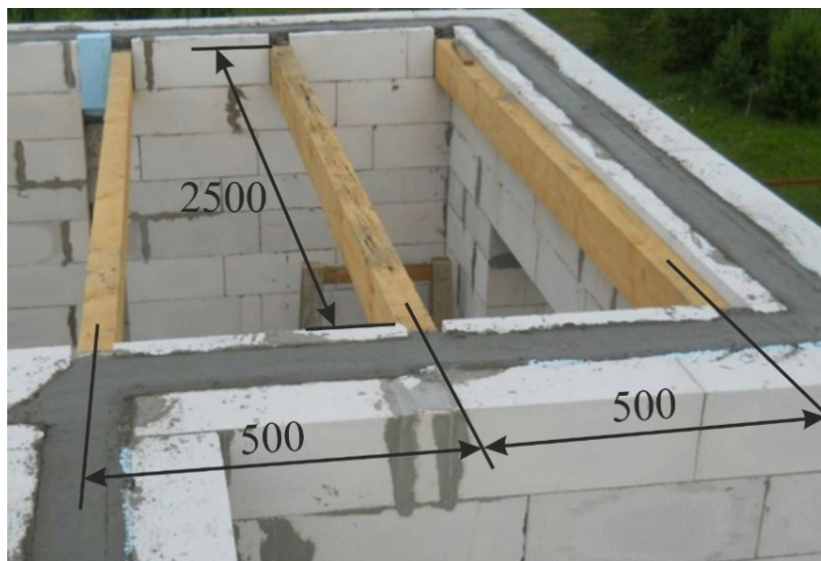


Рис. 2.26. Исходные данные для решения задачи

Решение

Для определения усилий выполняем сбор нагрузки на балку. Нагрузка на 1 м^2 конструкции перекрытия при шаге балок 1 м определена в примере 3 (см. практическое занятие 3). При шаге балок 0,5 м необходимо пересчитать только данные в последней строке: при этом на площадь 1 м^2 приходится 2 балки (средняя, половина правой крайней и половина соседней левой) и 4 черепных бруска. Тогда имеем

$$(2 \cdot 520 \cdot 0,2 \cdot 0,1 \cdot 2,5 + 4 \cdot 520 \cdot 0,05 \cdot 0,05 \cdot 2,5) / (2,5 \cdot 1) = 26 \text{ кг/м}^2.$$

Итоговое значение нагрузки составит

$$81,85 - 13 + 26 = 94,85 \text{ кг/м}^2.$$

Погонная нагрузка собирается с грузовой площади шириной $0,5/2 + 0,5/2 = 0,5$ м. Для получения расчетных значений усилий умножаем нормативные значения нагрузок на соответствующие коэффициенты надежности [7]:

$$q = 1,1 \cdot 94,85 \cdot 0,5 + 1,3 \cdot 150 \cdot 0,5 = 149,7 \text{ кг/м}.$$

Эта нагрузка является равномерной и распределяется по всей длине балки. Пользуясь табл. 2.6, находим соответствующую такому нагружению схему № 2.1. Определяем опорные реакции и максимальные значения поперечных сил Q и изгибающих моментов M , записывая формулы из таблицы и подставляя в них исходные данные и нагрузку:

$$Q_{\max} = R_A = R_B = ql/2 = 149,7 \cdot 2,5/2 = 187,1 \text{ кг};$$

$$M_{\max} = ql^2/8 = 149,7 \cdot 2,5^2/8 = 117 \text{ кг}\cdot\text{м}.$$

Пример 4. Требуется определить усилия в ригеле поперечной рамы (рис. 2.27). Эксплуатационная расчетная нагрузка, действующая на покрытие здания, равна 450 кг/м^2 . Пролет ригеля 12 м. Пролет второстепенных балок 11,7 м. Расчетная погонная нагрузка от действия собственного веса главной балки 100 кг/м , для второстепенной балки 40 кг/м .

Решение

Как видно из рис. 2.27, а, на ригель поперечной рамы опираются 5 второстепенных балок. При этом 2 балки через верхний пояс ригеля передают усилия сразу на колонны, не вызывая изгиба ригеля. Поэтому для расчета внутренних усилий учитываем 3 балки, расположенные равномерно в пролете. Расстояния между ними (их шаг) составляет $12/4 = 3$ м. На ригель рамы в точках опоры второстепенных балок передаются реакции от веса этих балок и нагрузки от покрытия. При этом, поскольку опирание происходит слева и справа от плоскости рамы, действующая сосредоточенная сила будет равна удвоенной реакции от одной второстепенной балки.

Определим эту реакцию. На второстепенную балку действует линейная равномерно распределенная нагрузка от действия перекрытия, собираемая с грузовой площади шириной 3 м, и собственный вес балки: $q = 450 \cdot 3 + 40 = 1390 \text{ кг/м}$. Пользуясь табл. 2.6, находим соответствующую такому нагружению схему № 2.1. Опорная реакция $R_A = R_B = ql/2 = 1390 \cdot 11,7/2 = 8131,5 \text{ кг}$. Сила, действующая на ригель в местах опирания второстепенных балок: $P = 2R_A = 1390 \cdot 11,7/2 = 16263$. В итоге получаем расчетную схему, представленную на рис. 2.27, б. Поскольку в линейных системах справедлив принцип суперпозиции, то усилия в балке могут быть найдены из алгебраической суммы усилий, полученных по схемам № 1.1 и № 1.3 табл. 2.6 (рис. 2.28).

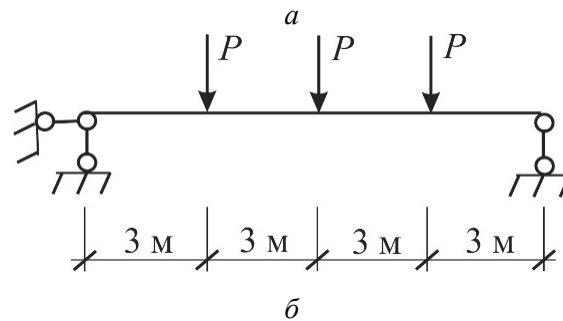


Рис. 2.27. Исходные данные для решения задачи (*a*) и схема распределения нагрузок на главную балку (*б*)

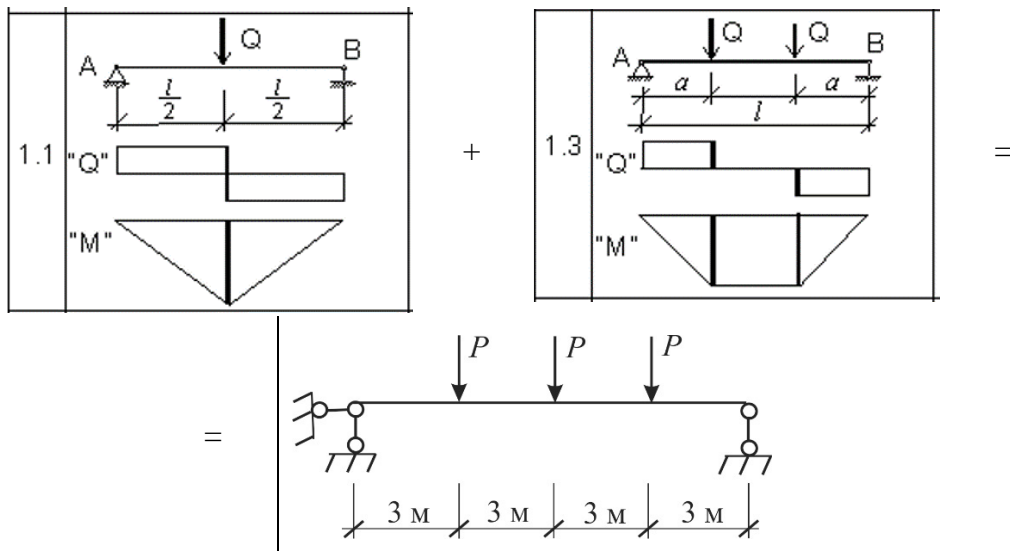


Рис. 2.28. Реализация принципа суперпозиции решений

$$Q_{\max} = R_{A,1.1} + R_{A,1.3} = P/2 + P = 16263 \cdot 1,5 = 24394,5 \text{ кг};$$

$$M_{\max} = M_{1.1} + M_{1.3} = P \cdot l/4 + P \cdot a = 16263 \cdot 12/4 + 16263 \cdot 3 = 97578 \text{ кг} \cdot \text{м}.$$

После определения внутренних усилий необходимо выполнить расчет конструкции на прочность, жесткость, общую и местную устойчивость.

Библиографический список

1. Mzhhkdmmitrov.ru: Интернет-портал Дмитровского завода МЖБК [Электронный ресурс]. Режим доступа: <http://www.mzhhkdmmitrov.ru/stati/zhelezobetonnie-konstrukcii-istoriya-razvitiya-i-primeneniya>. Дата обращения: 06.04.2018.
2. Autowelding.ru: Профессиональный портал «Сварка. Резка. Металлообработка» [Электронный ресурс]. Режим доступа: https://www.autowelding.ru/publ/1/1/istorija_razvitija_metallicheskikh_konstrukcij/5-1-0-312. Дата обращения: 06.04.2018.
3. Иванов В.А. Конструкции из дерева и пластмасс [Текст] / В.А. Иванов, В.З. Клименко. — Киев : Вища школа. Головное изд-во, 1983. — 279 с.
4. Zienkiewicz O.C. The finite element method for solid and structural mechanics / O.C. Zienkiewicz, R.L. Taylor, Fox D. — Oxford : Elsevier Butterworth-Heinemann, 2014. — 672 p.
5. Абовский Н.П. Современные аспекты активного обучения. Строительная механика. Теория упругости. Управление строительными конструкциями [Текст] / Н.П. Абовский, Л.В. Енджиевский и др. — Красноярск : СФУ, 2008. — 407 с.
6. СП 22.13330.2011 «Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01–83*» [Текст]. — Москва : ОАО «ЦПП», 2011. — 93 с.
7. СП 20.13330.2016 «Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07–85*» [Текст]. — Москва : ОАО «ЦПП», 2016. — 136 с.
8. Жемочкин Б.Н. Расчет рандбалок и перемычек. — Москва : Стройиздат, 1960. — 114 с.
9. ГОСТ 530–2012 Кирпич и камень керамические. Общие технические условия [Электронный ресурс] // ИС «Стройконсультант».
10. ГОСТ 9573–2012 Плиты из минеральной ваты на синтетическом связующем теплоизоляционные. Технические условия [Электронный ресурс] // ИС «Стройконсультант».
11. ГОСТ 31360–2007 Изделия стеновые неармированные из ячеистого бетона автоклавного твердения. Технические условия [Электронный ресурс] // ИС «Стройконсультант».
12. Doctorlom.ru: Интернет-портал [Электронный ресурс]. Режим доступа: <http://doctorlom.com/item173.html>. Дата обращения: 06.04.2018.
13. СП 24.13330.2011 «Свайные фундаменты. Актуализированная редакция СНиП 2.02.03–85*» [Текст]. — М. : ОАО «ЦПП», 2011. [Электронный ресурс] // ИС «Стройконсультант».
14. Образовательный портал «Планета НОПС» [Электронный ресурс]. Режим доступа: <http://www.строительство.нопс.рф/articles/604-vidy-svai.html>
15. Semidelov.ru/ Интернет-сайт [Электронный ресурс]. Режим доступа: <http://semidelov.ru/mar/vidy-svaj-klassifikatsiya-materialy-izgotovleniya-svajnye-fundame/>
16. Кривошапка С.Н. Строительная механика : тексты лекций. Ч. 1. — Москва : Изд-во РУДН, 2004. — 64 с.
17. <http://www.soprotmat.ru> / Интернет-сайт [Электронный ресурс]. Режим доступа: <http://www.soprotmat.ru/predel.htm>
18. Серпик И.Н. Методические указания для начинающих преподавателей к проведению занятий со студентами очной формы обучения по курсу сопротивления материалов / Брян. гос. инж.-технол. акад. — Брянск : БГИТА, 2011. — 51 с.
19. Ганеллин И.Н. Методические указания к выполнению контрольных работ по сопротивлению материалов для студентов заочной формы обучения строительных специальностей / И.Н. Ганеллин В.М. Захаров. — Брянск : БГИТА, 2011. — 50 с.
20. Большая российская энциклопедия / Интернет-сайт [Электронный ресурс]. Режим доступа: https://bigenc.ru/technology_and_technique/text/3174757.
21. Гениев Г.А. Об оценке динамических эффектов в стержневых системах из хрупких материалов // Бетон и железобетон. — 1992. — № 9. — С. 25–27.