

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ
БЕЛОРУССКИЙ НАЦИОНАЛЬНЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ

Факультет транспортных коммуникаций
Кафедра «Мосты и тоннели»

ЭЛЕКТРОННЫЙ УЧЕБНО-МЕТОДИЧЕСКИЙ КОМПЛЕКС
ПО УЧЕБНОЙ ДИСЦИПЛИНЕ

**СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ
ТРАНСПОРТНЫХ СООРУЖЕНИЙ**

для специальностей
1-70 03 01 «Автомобильные дороги»,
1-70 03 02 «Мосты, транспортные тоннели и метрополитены»

Составители: Шевченко С.В., Ходяков В.А.

Минск
БНТУ
2024

Составители: С.В. Шевченко, С.В. Ходяков

ЭУМК содержит данные об основных сведениях по курсу изучения дисциплины «Строительные конструкции транспортных сооружений» в соответствии с программой дисциплины и требованиями действующих норм проектирования.

В процессе изучения дисциплины студенты получают базовые знания и умения необходимые для проектирования и расчёта металлических, деревянных, железобетонных, каменных и армокаменных конструкций.

ЭУМК разработан для студентов специальностей 1-70 03 01 «Автомобильные дороги» и 1-70 03 02 «Мосты, транспортные тоннели и метрополитены».

Перечень материалов

Учебно-методический комплекс состоит из взаимосвязанных методических материалов. Теоретический раздел представляет собой конспект лекций с основными терминами, определениями, классификациями и прочими материалами. Практический раздел предназначен для закрепления теоретических материалов на практике и содержит указания к выполнению практических и лабораторных занятий, а также курсового проекта. Раздел контроля знаний включает перечень вопросов для подготовки к зачёту и экзамену. Вспомогательный раздел представлен рабочей программой по изучению дисциплины.

Пояснительная записка

Цели ЭУМК

Целью ЭУМК является повышение эффективности образовательного процесса, предоставление студентам специальностей 1-70 03 01 «Автомобильные дороги» и 1-70 03 02 «Мосты, транспортные тоннели и метрополитены» возможности дополнительного самообразования по дисциплине «Строительные конструкции транспортных сооружений», внедрение перспективных технологий хранения и передачи информации в электронном виде.

Особенности структурирования и подачи учебного материала

ЭУМК включает четыре раздела. Порядок и время за которое предполагается изучение тем представлены в рабочей программе во вспомогательном разделе.

Изучение материала следует начинать с тем теоретического раздела. К темам теоретического раздела даны соответствующие указания к выполнению практических и лабораторных занятий. После изучения первой темы и закрепления её на практике следует приступить к изучению следующей. Промежуточный самоконтроль полученных знаний можно проводить путём ответа на вопросы из раздела контроля знаний.

Курсовой проект выполняется студентами самостоятельно по индивидуальному заданию в соответствии с требованиями к курсовому проекту.

Рекомендации по организации работы с ЭУМК

ЭУМК позволяет отстающим студентам самостоятельно восполнить знания и подготовиться к аттестации. Содержащаяся в ЭУМК информация не может в полной мере раскрыть суть изучаемой дисциплины и требует от студента посещения занятий или самостоятельного более глубокого изучения материала.

ОГЛАВЛЕНИЕ

РАЗДЕЛ I. ТЕОРЕТИЧЕСКИЙ.....	7
Глава I. Здания и сооружения. Основы расчета и проектирования конструкций.....	7
Тема 1.1. Здания и сооружения, их конструктивные элементы	7
Тема 1.2. Экспериментальные основы теории сопротивления строительных конструкций и методы их расчета.....	8
Тема 1.3. Основные свойства конструкционных строительных материалов	10
Глава II. Металлические конструкции	13
Тема 2.1. Расчет элементов металлических конструкций по предельным состояниям.....	13
Тема 2.2. Соединения элементов металлических конструкций.....	13
Тема 2.3. Металлические балки и балочные клетки	15
Тема 2.4. Металлические колонны и стойки	16
Тема 2.5. Базы колонн	16
Глава III. Деревянные конструкции	18
Тема 3.1. Виды деревянных конструкций.....	18
Тема 3.2. Составные элементы из дерева.....	19
Глава IV. Железобетонные конструкции.....	20
Тема 4.1. Общие сведения для проектирования железобетонных конструкций.....	20
Тема 4.2. Особенности предварительно напряженных железобетонных конструкций	21
Тема 4.3. Расчет железобетонных элементов по предельным состояниям первой группы ..	21
Тема 4.4. Расчет железобетонных элементов по предельным состояниям второй группы ..	23
Тема 4.5. Железобетонные плоские перекрытия.....	24
Тема 4.6. Железобетонные фундаменты	24
Глава V. Каменные и армокаменные конструкции.....	25
Тема 5.1. Виды каменных конструкций. Расчет элементов каменных и армокаменных конструкций.....	25
Глава VI. Строительные конструкции транспортных зданий и сооружений.....	26
Тема 6.1. Плоские стержневые конструкции	26
Тема 6.2. Пространственные стержневые конструкции и тонкостенные покрытия	27
Тема 6.3. Каркасы одноэтажных и многоэтажных зданий.....	28
Тема 6.4. Специальные транспортные сооружения	29
РАЗДЕЛ II. ПРАКТИЧЕСКИЙ	35
Глава I. Практические занятия.....	35
Практическое занятие № 1 Объемно-планировочные решения многоэтажного здания и его конструктивные части. Балочная клетка.....	35

Практическое занятие № 2 Нормативные и расчетные нагрузки. Грузовая площадь на плиту, балку, колонну. Сбор нагрузок. Расчет и проектирование прокатных металлических балок.....	39
Практическое занятие № 3 Расчет и проектирование составных металлических балок. Подбор сечений составных балок	41
Практическое занятие № 4 Расчет центрально сжатых сплошных колонн на прочность и устойчивость	43
Практическое занятие № 5 Расчет и конструирование баз центрально и внецентренно сжатых колонн	45
Практическое занятие № 6 Расчет сварных и болтовых соединений.....	46
Практическое занятие № 7 Компоновка конструктивной схемы деревянного покрытия. Техничко-экономическая оценка вариантов	48
Практическое занятие № 8 Расчет клее-деревянной балки и арки.....	50
Практическое занятие № 9 Компоновка подземного пешеходного перехода. Компоновка многофункционального подземного комплекса. Основные конструктивные элементы	51
Практическое занятие № 10 Компоновка конструктивной схемы монолитного и сборного железобетонного перекрытия. Техничко-экономическая оценка вариантов. Расчет прочности по нормальным сечениям железобетонной балки прямоугольного профиля с одиночной арматурой.....	56
Практическое занятие № 11 Расчет прочности по нормальным сечениям изгибаемых элементов таврового профиля. Расчет прочности железобетонной балки по наклонным сечениям. Расчет второстепенной балки монолитного железобетонного перекрытия	58
Практическое занятие № 12 Построение эпюры материалов железобетонного изгибаемого элемента. Огибающие эпюры моментов неразрезных изгибаемых элементов. Расчет сжатого железобетонного элемента по прочности.....	60
Практическое занятие № 13 Расчет предварительно напряженного железобетонного элемента по прочности и трещиностойкости	63
Практическое занятие № 14 Расчет изгибаемого железобетонного элемента по деформациям. Расчет центрально сжатого железобетонного фундамента. Расчет внецентренно сжатого железобетонного фундамента.....	66
Практическое занятие № 15 Расчет уголкового железобетонной подпорной стенки.....	67
Практическое занятие № 16 Расчет подпорной стенки с разгрузочной плитой	70
Практическое занятие № 17 Расчет кирпичного столба с сетчатым армированием	71
Глава II. Лабораторные занятия.....	73
Лабораторная работа № 1 Конструктивные и технические особенности измерительных средств	73
Лабораторная работа № 2 Оценка надежности и достоверности экспериментальных данных.....	79
Лабораторная работа № 3 Определение основных прочностных характеристик бетона. Классы и марки бетона	84
Лабораторная работа № 4 Определение деформативных характеристик бетона. Модули упругости и деформаций	87

Лабораторная работа № 5 Определение основных физико-механических характеристик арматурных сталей. Определение класса стали	90
Лабораторная работа № 6 Испытание железобетонной балки на изгиб с разрушением по нормальному к продольной оси элемента сечению	97
Лабораторная работа № 7 Испытание железобетонной балки на изгиб с разрушением ее по наклонному сечению	104
Лабораторная работа № 8 Исследование стальной балки с учетом развития пластических деформаций	107
Глава III. Требования к курсовому проекту	115
Глава 1. Многоэтажное транспортное здание	115
Глава 2. Подземный пешеходный переход.....	116
РАЗДЕЛ III. КОНТРОЛЬ ЗНАНИЙ	117
Глава 1. Вопросы первый учебный семестр.....	117
Глава 2. Вопросы второй учебный семестр.....	118
РАЗДЕТ IV. ВСПОМОГАТЕЛЬНЫЙ.....	120

РАЗДЕЛ I. Теоретический

Глава I. Здания и сооружения.

Основы расчета и проектирования конструкций

Тема 1.1. Здания и сооружения, их конструктивные элементы

Зданиями называются наземные строения с помещениями для жилья и общественных нужд.

Сооружения отличаются от зданий тем, что обычно не имеют помещений и предназначены для каких-либо целей (мосты, тоннели и т.п.).

По назначению здания подразделяются на жилые, общественные, промышленные и сельскохозяйственные.

По этажности здания разделяют на одноэтажные, малоэтажные (1-3 этажа), многоэтажные (4-9 этажей), повышенной этажности (10-20 этажей) и высотные (20 и более этажей).

Строительной конструкцией называется система элементов или деталей, изготовленных из одного или нескольких материалов и соединенных между собой для выполнения определенных функций в здании или сооружении.

К строительным конструкциям относятся: фермы, арки, рамы, конструктивные элементы (балки, плиты, колонны и т.п.); узлы соединения строительных элементов (опора, подвеска, стык); часть здания (стены, перекрытия и др.); все здание (каменное, каркасное) или сооружение (балочный мост, сетчатый купол и др.).

Строительные конструкции по виду материала, из которых они изготовлены, разделяют на металлические, бетонные, железобетонные, каменные, деревянные, композитные и конструкции из пластмасс.

Здания и сооружения должны иметь необходимую прочность, устойчивость и капитальность. Капитальность здания характеризуется сроком его службы, зависящим от долговечности и огнестойкости конструкций.

По капитальности здания и сооружения делятся на 4 класса. К 1 классу относят здания, к которым предъявляются повышенные требования в отношении долговечности и огнестойкости конструкций, а также важные народнохозяйственные объекты (гидро- и электростанции, атомные станции, станции метрополитена и др.). К 4 классу относят здания с минимальными требованиями (склады, площадки для стоянки автомобилей и т.п.).

По огнестойкости здания и сооружения подразделяют на 5 степеней. Например, каменные здания относят к 1-3 степени огнестойкости (в зависимости от противопожарных характеристик их стен, покрытий,

перекрытий и перегородок); к 4 степени – деревянные здания, с защищенными от возгорания конструкциями; к 5 степени – деревянные здания с незащищенными конструкциями.

Основные геометрические параметры здания и сооружений: пролет, высота этажа и шаг несущих конструкций.

Проекты зданий и сооружений выполняют специализированные проектные организации в две стадии.

Первая стадия – проект, который определяет техническую возможность и экономическую целесообразность строительства объекта в данном месте и в установленные сроки. На этой стадии выбирают основные виды строительных конструкций. После утверждения проекта проектная организация выполняет рабочие чертежи. Для сложных конструкций предусматривается еще одна промежуточная стадия проектирования – технический проект.

Вторая стадия – рабочие чертежи, служащие основным документом, по которому изготавливают конструкции и возводят здания и сооружения. Как правило, рабочие чертежи зданий и сооружений выполняют с применением типовых проектов конструкций, деталей и изделий. Типовые строительные конструкции для конкретных проектов выбирают по альбомам (сериям) типовых конструкций в зависимости от требуемых геометрических параметров конструкций (пролет, высота и пр.) и нормативным воздействиям на конструкцию (нагрузка, температура, влажность и др.).

Тема 1.2. Экспериментальные основы теории сопротивления строительных конструкций и методы их расчета

Строительные конструкции рассчитывают для обеспечения заданных условий их эксплуатации (прочность, устойчивость, жесткость, температурный режим помещений, освещенность, звукоизоляция) при минимальных расходах материалов, механизмов и ресурсов, и наименьшей трудоемкости.

При расчете строительных конструкций определяют усилия, возникающие в элементах конструкций при их работе под нагрузкой, и подбирают сечения, т.е. устанавливают требуемые размеры поперечных сечений элементов, необходимое количество арматуры (для железобетонных элементов) и другие величины, которые нужны для составления рабочего чертежа конструкции.

Ранее конструкции рассчитывались по допускаемым напряжениям или по разрушающим усилиям. Эти методы оказались несовершенными.

В настоящее время строительные конструкции рассчитывают по методу предельных состояний. Предельным называют состояние конструкции (или основания), при котором она перестает удовлетворять эксплуатационным требованиям.

При проектировании учитывают две группы предельных состояний:

1 – по непригодности к эксплуатации;

2 – по непригодности к нормальной эксплуатации.

Непригодность к эксплуатации определяется чрезмерными деформациями или полной потерей несущей способности (потеря устойчивости формы или положения конструкции в пространстве; хрупкое, вязкое, усталостное или иное разрушение элементов конструкции или её соединения).

Непригодность к нормальной эксплуатации определяется ограничением технологических или бытовых условий, вызванных нарушением нормативных требований: образование недопустимых перемещений, прогибов, осадок, углов поворота, колебаний, трещин и т.п.

Нагрузки, позволяющие нормально эксплуатировать здания или сооружения, называют нормативными.

Наибольшая нагрузка, которая может появиться в процессе эксплуатации конструкции, называется расчетной. Усилие от расчетной нагрузки называют расчетным усилием.

Расчетную нагрузку определяют как произведение нормативной нагрузки на коэффициент надежности по нагрузке.

Нагрузки и воздействия подразделяют на постоянные и временные. Постоянными нагрузками считают: собственный вес несущих и ограждающих конструкций; вес и давление грунтов; воздействие предварительного напряжения конструкций. Временные нагрузки и воздействия бывают длительные, кратковременные и особые.

К временным длительным нагрузкам и воздействиям относят: собственный вес временных перегородок и стационарного оборудования; нагрузки от перекрытия или стены; давление газов, жидкостей, сыпучих тел; длительные температурные воздействия; вес снегового покрова.

К кратковременным нагрузкам и воздействиям относят: нагрузки от подвижных кранов, вес людей, ремонтных материалов, ветровые, гололедные нагрузки, а также нагрузки, возникающие при транспортировании и монтаже конструкций.

Особыми нагрузками являются сейсмические и взрывные воздействия.

Конструкции рассчитывают на сочетания нагрузок. Установлены два расчетных сочетания нагрузок: основные, состоящие из постоянных,

временных длительных и кратковременных нагрузок; особые, состоящие из постоянных, временных длительных, кратковременных и одной из особых нагрузок.

Основной показатель прочности строительных материалов, используемый в расчетах строительных конструкций – нормативное сопротивление (растяжение, сжатие, сдвиг), характеризующее предельное нормативное значение напряжений в материале.

Расчетное сопротивление материала равно отношению нормативного сопротивления к коэффициенту надежности по материалу.

Тема 1.3. Основные свойства конструкционных строительных материалов

Для строительных конструкций применяются стали обычной прочности (низкоуглеродистые с содержанием углерода не более 0,25%), стали повышенной и высокой прочности (низколегированные).

Механические свойства стали характеризуются: высоким модулем упругости; пределом текучести; пределом прочности (временным сопротивлением на разрыв); относительным удлинением, характеризующим пластические свойства стали; ударной вязкостью, показывающей склонность стали к хрупкому разрушению при низких температурах.

Показатели механических свойств сталей определяют при лабораторных испытаниях стандартных образцов.

Различают три стадии работы низкоуглеродистых сталей: упругая, пластическая и упругопластическая.

Низколегированные и термоупрочненные стали не имеют площадки текучести. В них после упругой стадии работы начинается стадия упругопластической работы.

Для повышения прочности и коррозионной стойкости в сталь добавляют легирующие компоненты (медь, никель, хром и др.).

Железобетонной называют строительную конструкцию, состоящую из бетона и арматуры. Бетон хорошо сопротивляется сжимающим усилиям, а арматура – растягивающим. Бетон и арматура имеют почти одинаковые значения коэффициентов температурной деформации, вследствие чего при изменении температуры в конструкциях не возникают внутренние усилия, которые могут нарушить сцепление между арматурой и бетоном. Арматура в железобетонных конструкциях хорошо защищена от коррозии и огня.

Для изготовления железобетонных конструкций применяют тяжелые и легкие бетоны.

Тяжелым называют бетон плотностью 2200-2500 кг/м³, изготовленный на цементном вяжущем и плотном заполнителе. Легким называют бетон плотностью 500-2200 кг/м³ на пористых заполнителях.

Все бетоны разделяют на классы по прочности на сжатие и на растяжение, на марки по морозостойкости, по водонепроницаемости, по средней плотности.

Классы по прочности на сжатие определяются по гарантированной прочности, которая выражается временным сопротивлением сжатию (пределом прочности) бетонных образцов в форме куба и призмы, выдержанных в течение 28 суток при температуре +20⁰С и относительной влажности 90-100%. В зависимости от класса прочности (В3,5 – В60) установлены нормативные и расчетные сопротивления бетона. Для бетона вводят два временных нормативных сопротивления: сопротивление осевому сжатию призм (призменная прочность) и сопротивление осевому растяжению.

Расчетные сопротивления бетона определяют делением нормативных сопротивлений на коэффициенты надежности по бетону при сжатии и растяжении.

При длительном действии нагрузки, а также при действии многократно повторяющихся нагрузок в бетоне развиваются неупругие деформации и происходят структурные изменения, снижающие его прочность. Бетон – упругопластический материал. Свойство бетона увеличивать пластические деформации под действием длительно приложенной нагрузки называется ползучестью бетона.

Усадкой бетона называют свойство уменьшаться в объеме при твердении на воздухе.

В зависимости от механических свойств арматурная сталь делится на классы: горячекатанная гладкая, периодического профиля, термически и термомеханически упрочненная периодического профиля, проволочная холоднотянутая гладкая и периодического профиля, высокопрочная гладкая и периодического профиля, арматурные канаты и пучки.

Для каждого класса арматуры нормами установлена прочность на растяжение – нормативное сопротивление. Расчетное сопротивление получают делением нормативного на коэффициент условия работы.

Для армирования железобетонных элементов применяют отдельные стальные стержни – арматуру и арматурные изделия (плоские и рулонные сетки и каркасы).

Каменные конструкции зданий и сооружений возводят из искусственных или природных камней, соединяемых в процессе кладки раствором.

Расчетное сопротивление сжатию кладки равно минимальной вероятной несущей способности конструкции (предел прочности, деленный на коэффициент безопасности и не коэффициент условий работы кладки).

Расчетное сопротивление древесины силовому воздействию зависит от температурно-влажностного режима эксплуатации.

Для древесины установлены четыре режима эксплуатации: А, Б, В и Г.

К конструкционным пластмассам относят стеклопластики, оргстекло, винилпласт, полиэтилен, тепло- и звукоизоляционные материалы, древесные пластики.

Глава II. Металлические конструкции

Тема 2.1. Расчет элементов металлических конструкций по предельным состояниям

При центральном растяжении прочность стержня по первой группе предельных состояний равна растягивающей силе, деленной на площадь ослабленного сечения. Напряжение не должно превышать расчетного сопротивления стали с учетом коэффициента условия работы.

При расчете центрально-сжатых коротких стержней их прочность проверяют также как и растянутые элементы, но учитывают полную площадь сечения.

Устойчивость гибких (длинных) стержней при центральном сжатии учитывается коэффициентом продольного изгиба, зависящего от гибкости стержня, расчетного сопротивления и модуля упругости стали.

При внецентренном сжатии устойчивость стержней учитывается коэффициентом снижения расчетного сопротивления, зависящего от условной гибкости и относительного приведенного эксцентриситета. Учитывается и форма поперечного сечения элемента.

Для тонкостенного сварного стержня возможна потеря местной устойчивости его стенки или свесов пояса раньше, чем всего стержня. Местная устойчивость стержня обеспечивается, если соблюдаются требования предельной гибкости стенки и свеса пояса, которые не должны превышать допустимых значений.

В изгибаемом стержне (балке) максимальные напряжения равны отношению наибольшего изгибающего момента к моменту сопротивления сечения относительно горизонтальной центральной оси. Напряжения не должны превышать расчетного сопротивления стали с учетом коэффициента условия работы. В опорных зонах проверяются и касательные напряжения, которые зависят от поперечной силы, статического момента отсеченной части сечения, момента инерции и толщины (ширины) элемента. Касательные напряжения не должны превышать расчетного сопротивления стали при срезе.

Тема 2.2. Соединения элементов металлических конструкций

Сварные соединения бывают стыковые, нахлесточные, угловые и тавровые. Стыковые соединения выполняют стыковыми швами. В листах

толщиной более 8 мм предусматривают разделку кромок. Все остальные типы соединений осуществляют угловыми швами.

Прочность стыкового сварного шва будет обеспечена, если отношение расчетного осевого усилия к площади продольного сечения шва не превышает значения расчетного сопротивления стыкового сварного соединения с учетом коэффициента условий работы.

При действии изгибающего момента на стыковое соединение стыковой шов работает на изгиб. Напряжение в нем, равное отношению изгибающего момента к моменту сопротивления продольного сечения шва относительно его нейтральной оси не должно превышать расчетного сопротивления сварного шва.

Аналогично рассчитываются и угловые швы. Здесь учитываются коэффициенты шва по металлу и по границе сплавления, принимаемые в зависимости от формы и положения шва, глубины провара и способа сварки.

Для болтовых соединений применяют болты грубой точности, нормальной и повышенной точности и высокопрочные.

При расчете болтов обычной прочности напряжение среза, равное отношению расчетного усилия сдвига в соединении к площади среза болтов не должно превышать расчетного сопротивления срезу болтов с учетом коэффициента условий работы соединения. А напряжение при смятии соединяемых элементов, равное отношению расчетного усилия к расчетной площади смятия болтами не должно превышать расчетного сопротивления стали при смятии.

При расчете болтов обычной прочности на растяжение напряжение, равное отношению расчетного усилия к площади ослабленного (по резьбе) сечения болтов не должны превышать расчетного сопротивления болтов при растяжении.

Заклепочные соединения рассчитывают на сдвиг и растяжение также как и болты обычной прочности.

При приложении к соединению на высокопрочных болтах расчетной сдвигающей силы болт не перемещается в отверстиях, т.к. силы трения между соединенными деталями выше сдвигающей силы. Это обеспечивается большим натяжением стержня болта.

Расчетное усилие, которое может быть воспринято каждой поверхностью трения соединяемых элементов, стянутых одним болтом равно произведению силы натяжения болта на коэффициент трения и на коэффициент условия работы соединения. Также учитывается коэффициент надежности, который, как и коэффициент трения зависит от способа обработки соединяемых поверхностей.

Тема 2.3. Металлические балки и балочные клетки

Стальные балки могут быть прокатные с уклоном внутренних граней полок и без него; широкополочные; колонные; сварные с широкополочными таврами; сварные из трех листов; с перфорированными отверстиями в стенке; коробчатые; с гофрированной стенкой; преднапряженные и т.п.

По статической схеме балки могут быть разрезные, неразрезные и консольные.

Систему несущих балок, образующих конструкцию перекрытия или покрытия называют балочной клеткой. Балочные клетки бывают упрощенными, нормальными и усложненными.

Сопряжение балок по высоте может быть этажное, в одном уровне и пониженное.

Балки рассчитывают на прочность, деформацию (прогиб), а в отдельных случаях и на устойчивость.

Подбор сечения балок заключается в определении требуемого момента сопротивления для восприятия расчетного максимального изгибающего момента. Относительный прогиб балки от действия нормативных нагрузок не должен превышать предельного относительного прогиба.

Устойчивость балок расчетом не проверяют, если на сжатый пояс опирается жесткий настил.

В сварных балках полки соединяются со стенкой угловыми сварными швами, прочность которых проверяют расчетом на сдвиг.

Для обеспечения устойчивости от выпучивания стенку балки укрепляют ребрами жесткости. Из условия устойчивости ширину сжатого пояса балки ограничивают: отношение свеса пояса к его толщине не должно превышать предельных величин.

Опорную конструкции балки применяют в зависимости от вида сопряжения балки с опорой. Различают два вида опорной конструкции: с внутренним опорным ребром и с торцевым опорным ребром. В целях экономии материала иногда уменьшают сечение балки в опорных зонах (пояса или стенку), согласно эпюре изгибающих моментов.

Тема 2.4. Металлические колонны и стойки

По характеру нагрузки колонны и стойки разделяют на центрально-сжатые и внецентренно-сжатые. По конструктивному решению колонны бывают сплошного и сквозного сечений.

Колонны состоят из трех частей: оголовка, стержня и базы.

Центрально-сжатые колонны сплошного сечения выполняют из прокатных и сварных стержней двутаврового профиля, а также из труб круглого и прямоугольного сечений. Про сквозном сечении колонна может состоять из двух швеллеров, соединенных планками или из четырех уголков с соединительными элементами

Сечение центрально-сжатой колонны подбирают в следующем порядке. Задаются гибкостью колонны и коэффициентом продольного изгиба. Определяют требуемую площадь сечения и радиусы инерции. Находят высоту и ширину сечения. Определяют геометрические характеристики сечения и проверяют его устойчивость.

Оголовки колонн могут быть с опорной плитой с (без) укреплением ребрами.

Основное условие для внецентренно-сжатых колонн – наибольшая сторона сечения располагается параллельно действующему на колонну изгибающему моменту. Стержень колонны проверяют на устойчивость в плоскости действия момента с учетом коэффициента продольного изгиба при внецентренном сжатии, а в плоскости, перпендикулярной плоскости действия момента – аналогично изгибаемому элементу.

Тема 2.5. Базы колонн

База колонны может быть с траверсами (при жестком сопряжении колонны с фундаментом) или без траверс (с опорной плитой) – при шарнирном сопряжении и при малых нагрузках.

Базы колонн сквозного сечения выполняют сплошными при ширине колонны до 1 м или отдельными при ширине более 1 м.

Ширину опорной плиты принимают конструктивно с учетом ширины стержня колонны и толщины траверс. Длину плиты находят из расчета смятия бетона фундамента.

Растягивающие напряжения под фундаментной плитой воспринимаются только фундаментными болтами. Усилие в болтах определяют по усилию растяжения в ветви.

Опорные части балок, ферм и колонн могут быть подвижными и неподвижными. При малых пролетах неподвижные опорные части могут быть из стального листа. При больших – сферические, тангенциальные и т.п. К подвижным относятся резино-металлические, полиуретановые, катковые, валковые, сферические. Могут быть как односторонне-, так и всесторонне-подвижные опорные части.

Размеры опорных частей находят из расчета смятия бетона нижележащих конструкций. Учитывается и смятие самих опорных частей.

Тип опорных частей выбирается в зависимости от температурных деформаций конструкции вдоль и поперек пролетного строения с учетом сил давления от вышележащих конструкций. В опорных зонах балок и ферм над опорными частями должны располагаться ребра жесткости.

Глава III. Деревянные конструкции

Тема 3.1. Виды деревянных конструкций

Деревянные конструкции применяют в покрытиях гражданских, промышленных и сельскохозяйственных зданий в виде арок, рам и балок из клееных элементов, в ограждающих частях отапливаемых зданий, в сооружениях химических производств (цехах, складах), во временных и вспомогательных сооружениях и легких зданиях инвентарного типа, в качестве опалубки железобетонных конструкций.

Применяемые лесные материалы разделяют на круглый и пиленный. Круглый лесной материал (бревна) различают по диаметру в тонком конце.

Пиленный лесной материал в зависимости от размеров поперечного сечения классифицируют на: брус, брусочек, доска. Пиломатериал может быть обрезной и необрезной.

Прочность древесины зависит от вида напряженного состояния, размеров элементов и направления усилий по отношению к волокнам.

Расчетное сопротивление древесины силовому воздействию зависит от температурно-влажностного режима эксплуатации, в соответствии с которым ограничивается предельно допустимая влажность древесины.

Прочность центрально-сжатых элементов равна отношению сжимающей силы к площади сечения с учетом ослаблений. Напряжение не должно превышать расчетного сопротивления древесины при сжатии. Устойчивость стержня учитывается коэффициентом продольного изгиба.

Напряжение изгибаемого элемента равно отношению изгибающего момента к моменту сопротивления сечения и оно не должно превышать расчетного сопротивления древесины при изгибе.

Прочность балки по скалыванию проверяют сравнивая касательные напряжения, равные отношению поперечной силы и статического момента сдвигаемой части сечения к моменту инерции сечения и к ширине балки с расчетным сопротивлением при скалывании.

Прогиб балки проверяют с допустимым прогибом.

Для соединений частей деревянных конструкций применяют лобовые врубки, нагели, гвозди, шурупы и клей.

Лобовыми врубками называют соединения, в которых усилие от одного элемента к другому передаются непосредственно через площадки смятия.

Стальными цилиндрическими нагелями называют вкладыши в виде стержня, которые препятствуют смещению соединяемых элементов.

Стальными нагелями служат болты, штыри (стержни из круглой стали) и проволочные гвозди.

Материал нагеля рассчитывают на изгиб, а древесину на смятие.

Тема 3.2. Составные элементы из дерева

Деревянные клееные конструкции состоят из двух или большего числа слоев пиломатериалов, склеенных между собой таким способом, чтобы волокна всех слоев приблизительно были параллельными.

Деревянные клееные конструкции изготавливают на специализированных заводах из пиломатериалов хвойных пород.

Применяемые для склейки деревянных конструкций клеи должны отвечать определенным требованиям: прочность клеевого шва на скалывание и растяжение должна быть не ниже прочности древесины на скалывание вдоль волокон и растяжение поперек волокон; клеевые швы должны быть водоустойчивыми, биостойкими и теплостойкими.

Основные виды деревянных клееных конструкций: балки перекрытий, рамы, арки, стропильные фермы.

Прочность дощатоклееных балок определяют с учетом коэффициента, зависящего от высоты сечения балки и с учетом формы поперечного сечения. Касательные напряжения в таких балках проверяют в месте максимальной поперечной силы. Прогиб балки определяют с учетом касательных напряжений.

В покрытиях многоэтажных жилых и общественных зданий широко применяют несущие строительные конструкции. Наклонные несущие элементы стропильных конструкций называют стропильными ногами, которые по конструктивной схеме разделяют на три вида: наклонные, висячие и комбинированные.

В последнее время широко применяются клееные балки с плоской фанерной стенкой (с одной или с несколькими). Пояса выполняются из пиленого лесоматериала или из фанеры для балок коробчатого сечения.

Глава IV. Железобетонные конструкции

Тема 4.1. Общие сведения для проектирования железобетонных конструкций

Железобетонной называют строительную конструкцию, состоящую из бетона и заключенной в нем стальной арматуры. В железобетонной конструкции монолитно соединенные бетон и арматура работают совместно; при этом рационально используются свойства обоих материалов: бетон хорошо сопротивляется сжимающим усилиям, а арматура – растягивающим.

Совместная работа бетона и арматуры при различных воздействиях обуславливается следующими факторами: наличием значительных сил сцепления между бетоном и стальной арматурой; почти одинаковыми значениями коэффициентов температурной деформации стали и бетона, вследствие чего при изменении температуры в конструкциях не возникают внутренние усилия, которые могут нарушить сцепление между арматурой и бетоном; хорошей защитой бетоном арматуры от коррозии и огня.

По способу возведения сооружений железобетонные конструкции разделяют на монолитные, сборные и сборно-монолитные.

Монолитными называют железобетонные конструкции, возводимые непосредственно на объекте строительства. Доля возведения монолитных железобетонных конструкций используют опалубку (формы), в которую устанавливают арматурные каркасы, а затем укладывают бетон. Возможна скользящая или переставная опалубка.

Сборными называют железобетонные конструкции, изготавливаемые на специализированных заводах. Такие конструкции монтируются на строительной площадке и при необходимости соединяют между собой путем сварки арматурных стержней или стальных закладных деталей. Стык элементов затем бетонируют или заливают клеевым раствором.

Сборно-монолитными называют железобетонные конструкции, которые возводят из сборных элементов, но отдельные участки бетонируют на месте строительства.

Предварительно-напряженными называют железобетонные конструкции, в которых в процессе изготовления создаются искусственные предварительные напряжения в бетоне и арматуре. Предварительные напряжения в бетоне являются сжимающими, в арматуре – растягивающими. Предварительное напряжение значительно повышает трещиностойкость конструкций и снижает их деформации.

При заводском изготовлении предварительно напряженных конструкций используется метод натяжения арматуры на упоры. Когда сначала натягивают арматуру, затем бетонируют элемент. После набора прочности бетоном, арматуру обрезают у торцов элемента.

Железобетонные конструкции должны удовлетворять требованиям расчета по несущей способности (предельным состояниям первой группы). Несущая способность железобетонного элемента определяется его прочностью по нормальным и наклонным сечениям.

Тема 4.2. Особенности предварительно напряженных железобетонных конструкций

Предварительное напряжение железобетонных элементов производят путем натяжения арматуры и передачи ее реактивного давления на бетон с целью его обжатия.

Два метода предварительного напряжения: 1) натяжение на упоры (см. п. 4.1); 2) натяжение на бетон арматуры, располагаемой в каналах или пазах напрягаемой зоны готовой конструкции, с помощью приспособлений, опирающихся на конструкцию после достижения бетоном необходимой прочности; после натяжения арматуры в каналы нагнетают под давлением цементный раствор, а пазы заполняют бетоном.

Тема 4.3. Расчет железобетонных элементов по предельным состояниям первой группы

Расчетные стадии напряженного состояния железобетонного элемента при изгибе:

1. бетон растянутой зоны работает на растяжение, достигая максимальных напряжений; в сжатой зоне развиваются упругие деформации;
2. с увеличением нагрузки в растянутой зоне бетона появляются трещины и напряжения и полностью воспринимаются растянутой арматурой; в сжатой зоне бетона развиваются пластические деформации;
3. при дальнейшем возрастании нагрузки балка разрушается по нормальному сечению; в растянутой арматуре достигается предел текучести, а в сжатой зоне бетона – предел прочности.

Прочность балки или плиты прямоугольного сечения рассчитывают по 3-й стадии. При тавровом сечении арматуру подбирают отдельно, разбив площадь сечения сжатой зоны бетона на прямоугольные участки, для которых в растянутых зонах находится соответствующая часть растянутой арматуры.

Расчетная прочность сжатого железобетонного элемента может быть обеспечена бетоном без армирования, если сжимающая сила не превышает произведения расчетной прочности бетона при сжатии на площадь сечения.

Для стержневой арматуры и канатов при натяжении на бетон в качестве анкеров используют цанговые зажимы, а для стержней – высаженные головки. При натяжении на упоры гладкие стержни должны быть снабжены анкерами в виде приваренных коротышей или шайб, а гладкая высокопрочная проволока – анкерами в виде колец. При непрерывном армировании анкерами служат трубки, зажимные плашки, болты. При натяжении пучков на бетон также могут применяться анкера в виде стакана, гильзы или стального листа с коническим отверстием и конической стальной пробки.

При расчете предварительно-напряженных конструкций должны быть учтены возможные потери предварительного напряжения в арматуре, которые приводят к соответствующему уменьшению обжатия бетона. Потери зависят от вида арматуры и способа ее натяжения, от технологии изготовления конструкции, температуры арматуры, типа анкеров, от вида каналов для пучков, типа упоров, от условия твердения бетона и т.п.

При натяжении арматуры на бетон напряжения уменьшаются за счет упругого обжатия бетона в процессе натяжения арматуры. Изгибающий момент в данном сечении от внешней нагрузки не превышает момента, воспринимаемого сечением при образовании трещин (стадия 1). Методика расчета трещиностойкости по ядровым моментам состоит в предположении, что момент всех сил берется относительно «ядровой точки» (границы ядра сечения), удаленной от той зоны сечения, трещиностойкость которой проверяется. Методика справедлива и для внецентренно-нагруженных элементов.

Для центрально-растянутых элементов раскрытие трещин в бетоне не должно превышать допустимых значений. Это же справедливо и при расчете по образованию наклонных трещин в изгибаемых элементах в наиболее опасных приопорных зонах, где необходимо учитывать главные растягивающие и сжимающие напряжения в бетоне.

При расчете железобетонных элементов по деформациям прогиб не должен превышать допустимого значения. Прогиб определяется как функция от изгибающего момента, модуля упругости и момента инерции сечения.

При растяжении железобетонного элемента в бетоне возникают растягивающие напряжения. Когда напряжения в бетоне достигнут временного сопротивления растяжению, в элементе образуются трещины. Внешняя сила воспринимается только арматурой. Когда напряжения в арматуре достигнут предельных значений, наступит разрушение элемента.

Вблизи опор изгибаемого элемента в результате совместного действия поперечной силы и изгибающего момента могут возникать наклонные трещины. Чтобы увеличить прочность по наклонному сечению, балку армируют помимо продольной еще и поперечной арматурой – хомутами и отогнутыми стержнями.

При расчете прочности по наклонному сечению рассматривают два возможных случая разрушения: от поперечной силы и от изгибающего момента.

Тема 4.4. Расчет железобетонных элементов по предельным состояниям второй группы

Расчет изгибаемых элементов по образованию трещин, нормальных к продольной оси элемента, состоит в проверке условия, при котором изгибающий момент в данном сечении от внешней нагрузки не превышает момента, воспринимаемого сечением при образовании трещин (стадия 1). Методика расчета трещиностойкости по ядровым моментам состоит в предположении, что момент всех сил берется относительно «Ядровой точки» (границы ядра сечения), удаленной от той зоны сечения, трещиностойкость которой проверяется. Методика справедлива и для внецентренно-нагруженных элементов.

Для центрально-растянутых элементов раскрытие трещин в бетоне не должно превышать допустимых значений. Это же справедливо и при расчете по образованию наклонных трещин в изгибаемых элементах в наиболее опасных приопорных зонах, где необходимо учитывать главные растягивающие и сжимающие напряжения в бетоне.

При расчете железобетонных элементов по деформациям прогиб не должен превышать допустимого значения. Прогиб определяется, как функция от изгибающего момента, модуля упругости и момента инерции сечения.

Тема 4.5. Железобетонные плоские перекрытия

Железобетонные перекрытия могут быть сборными, монолитными и сборно-монолитными. По конструктивной схеме они делятся на балочные, ребристые и безбалочные.

Плитами называют сплошные конструкции, у которых толщина значительно меньше длины и ширины. Балками называют линейные конструктивные элементы в виде бруса, у которых длина значительно больше размеров поперечного сечения. Плиты могут быть одно- и многопролетные.

Ребристые сборные плиты обычно имеют размеры: ширина 1,5 и 3 м и пролет 6 и 12 м. Безбалочные (пустотные) сборные плиты имеют пролет до 6 м. При расчете сплошных плит рассматривают полосу шириной 1 м, вырезанную из плиты параллельно ее короткой стороне. Дальнейший расчет ведется как для изгибаемого элемента прямоугольного сечения. Сечение балочных плит приводится к тавровому сечению, а пустотных – к двутавровому.

Тема 4.6. Железобетонные фундаменты

Фундаментами называют подземные конструктивные элементы, сооружения или здания, воспринимающие нагрузки от здания или сооружения и передающие их на основание. По способу возведения фундаменты разделяют на монолитные, сборные и сборно-монолитные, а по конструктивной схеме – на ленточные, отдельные столбчатые и сплошные. На слабых грунтах основания или при тяжелых нагрузках применяют свайные фундаменты.

Расчет фундаментов производят при соблюдении следующих условия:

1. осадка здания или сооружения не должна превосходить нормативных значений, для чего фундаменты рассчитывают по деформациям грунта основания;
2. напряжения в грунтах основания должны быть не более расчетного сопротивления грунта при сжатии;
3. напряжения в элементах фундамента не должны превышать расчетного сопротивления материала фундамента;

при воздействии внешних горизонтальных сил и изгибающих моментов фундамент проверяют на устойчивость от скольжения и опрокидывания.

Глава V. Каменные и армокаменные конструкции

Тема 5.1. Виды каменных конструкций.

Расчет элементов каменных и армокаменных конструкций

Каменная кладка применяется при устройстве массивных опор транспортных сооружений, стен зданий и сооружений, облицовки.

Каменные конструкции зданий и сооружений возводят из искусственных или природных камней, соединяемых в процессе кладки раствором.

Каменная кладка в зданиях и сооружениях может испытывать напряжения сжатия, изгиба и растяжения. Сопротивление каменной кладки сжатию в десятки раз выше сопротивления растяжения и изгиба. Поэтому каменные кладки применяют преимущественно в конструкциях, работающих на сжатие.

При расчете каменных конструкций необходимо соблюдать условие, при котором максимальное усилие, определенное от расчетных нагрузок, должно быть не более несущей способности кладки. Для центрально-сжатых стен учитывается влияние прогиба конструкции при длительно действующих нагрузках, коэффициент продольного изгиба, расчетное сопротивление кладки сжатию и площадь сечения кладки.

Для повышения прочности и устойчивости каменную кладку армируют сетками, укладываемыми в ее горизонтальные швы. Иногда применяют и вертикальное армирование.

Расчет элементов с сетчатым армированием при осевом сжатии выполняют аналогично расчету неармированных элементов, но с учетом повышенного расчетного сопротивления армированной кладки.

Глава VI. Строительные конструкции транспортных зданий и сооружений

Тема 6.1. Плоские стержневые конструкции

Ферма представляет собой решетчатую конструкцию, состоящую из отдельных стержней. Места соединения стержней называют узлами.

Продольные элементы фермы, расположенные вдоль ее пролета, называют поясами, а стойки и раскосы, соединяющие пояса – решеткой.

Расстояние между центрами тяжести сечения поясов называют высотой фермы, а расстояние между соседними узлами пояса – длиной панели. В зависимости от назначения здания или сооружения и вида кровли применяют следующие основные схемы ферм: с параллельными поясами, трапециевидные, треугольные и полигональные.

Существует несколько видов решеток ферм: треугольная, раскосная, крестовая, ромбическая.

Усилия в стержнях фермы определяют методами строительной механики. Сжатые элементы подбирают из условия устойчивости и предельной гибкости. Растянутые элементы (нижние пояса, раскосы) подбирают из условия их работы на прочность.

Элементы легких ферм проектируют из одиночных или парных уголков, тавров, труб. Тяжелые фермы проектируют из двутавров, швеллеров. Элементы могут быть сварными, коробчатого сечения.

Узлы ферм конструируют одновременно с их расчетом. Очертания и размер фасонки определяют размерами сварных швов или количеством болтов, прикрепляющих стержни к фасонкам.

По статической схеме работы арки и рамы могут быть: бесшарнирными, двухшарнирными и трехшарнирными. Последние применяют в случаях, когда возможны просадки опор. Бесшарнирные рамы и арки, испытывающие большие дополнительные напряжения от изменений температуры, применяют очень редко. Арки и рамы могут быть сплошного сечения или сквозного, в виде решетчатых ферм. Очертание оси арок делают параболическим или круговым. Могут быть арки с затяжками. Затяжка рассчитывается на усилие распора от вертикальных нагрузок на арку. Элементы арок и рам рассматриваются с учетом действующих в них усилий (изгибающих моментов, продольных и поперечных сил).

В транспортном строительстве применяются пролетные строения рамных систем с вертикальными или наклонными опорами-ногами. Применение многопролетных рамных систем в путепроводах и мостах позволяет

уменьшить количество деформационных швов и опорных частей в сооружениях.

Рассчитать раму можно любым способом строительной механики. Усилия в стойках рамы определяют для нескольких характерных сечений, где они могут быть наибольшими: например, в заделке в фундамент, в месте сопряжения ригеля со стойкой.

В двухшарнирных и бесшарнирных арках и рамах вследствие деформаций от нормальных сил появляются изгибающие моменты. Распор в бесшарнирных системах учитывается при расчете фундаментов.

Тема 6.2. Пространственные стержневые конструкции и тонкостенные покрытия

Пространственными называют покрытия, у которых оси всех несущих элементов не лежат в одной плоскости. К таким конструкциям можно отнести перекрестные балки и фермы, когда эти элементы образуют сетчатую плиту.

Перекрестно-стержневые пространственные стальные конструкции (структуры) или стержневые плиты могут состоять из четырехугольных или треугольных ячеек. Они могут быть однослойные и двухслойные. Элементы структур обычно трубчатые, а узлы шарообразные или цилиндрические.

Цилиндрические сетчатые оболочки чаще всего выполняют в виде сводов с опиранием по прямолинейным образующим контура. При пролетах до 30 м, цилиндрические стальные оболочки выполняются односетчатыми с квадратными или треугольными ячейками. При больших пролетах применяются двухсетчатые структуры.

Сетчатые оболочки двойной кривизны (решетчатые складки) могут иметь различную форму поверхности и позволяют создавать покрытия различной конфигурации. Наибольшее распространение получили оболочки положительной гауссовой кривизны на круговом плане – купола.

Пространственные железобетонные покрытия представляют системы, образуемые тонкостенными оболочками (тонкими плитами) и контурными конструкциями (бортовыми элементами, опорными кольцами, диафрагмами в виде балок, ферм, арок, брусьев и т.п.) силы, то очертание граней соединяемых элементов следует принимать таким, чтобы после замоноличивания в швах образовались бетонные шпонки, препятствующие взаимному сдвигу элементов.

Тема 6.3. Каркасы одноэтажных и многоэтажных зданий

Железобетонный каркас одноэтажных производственных зданий может быть монолитным и сборным. Сборный железобетонный каркас включает в себя поперечные рамы и продольные конструктивные элементы, соединяющие рамы в жесткую пространственную систему. Поперечные рамы состоят из колонн, соединенных поверху ригелями или стропильными фермами, на которые опираются плиты покрытия.

Стальные каркасы большепролетных зданий (производственные здания, предназначенные для изготовления и сборки крупногабаритных изделий – самолетов, судов и т.п.; специальные здания – хранилища различной техники: ангары для самолетов, депо для электротранспорта, гаражи) состоят из колонн и стальных ферм с раскосной или крестовой решеткой.

При ферме полигонального очертания пролетом до 80 м ее высота в средней части может достигать 10 м. Элементы ферм сварные составного сечения (Н-образные или коробчатые).

При пролетах до 150 м применяют рамные покрытия, а при пролетах до 500 м – арочные (см. п. 6.1).

Многоэтажные промышленные здания проектируют, как правило, каркасными с навесными панелями стен. Пространственная жесткость здания обеспечивается в поперечном направлении работой многоэтажных рам с жесткими узлами – рамной системой, а в продольном – работой вертикальных стальных связей или же вертикальных железобетонных диафрагм, располагаемых по рядам колонн и в плоскости наружных стен - связевой системой.

В зданиях с балочными перекрытиями каркас состоит из колонн и ригелей. Ригели устанавливают на консоли колонн с применением ванной сварки выпусков арматуры и бетонированием стыков на монтаже. Для междуэтажных перекрытий применяют ребристые плиты шириной 1,5 или 3 м.

В зданиях с без балочными перекрытиями ригелей многоэтажной рамы в поперечном и продольном направлениях служит без балочная плита, жестко связанная с колоннами. Возможны варианты сборно-монолитного и монолитного исполнения такого каркаса.

Для многоэтажных зданий используются и стальные каркасы с балочными клетками, стальными колоннами и связями.

Тема 6.4. Специальные транспортные сооружения

Подпорные стены используются в промышленном и гражданском строительстве для ограждения откосов и котлованов в процессе строительства, а также в виде специальных сооружений: рампы, складов сыпучих материалов, городских набережных и т.п.

По конструктивным особенностям различают массивные, уголковые железобетонные, гибкие (шпунтовые) и ячеистые подпорные стены.

Для городских набережных чаще используют массивные стены из монолитного бетона или бетонных блоков, опирающихся на железобетонный монолитный свайный фундамент. В качестве боковой засыпки рекомендуются дренирующие грунты – песчаные и гравелистые.

Подземные стоянки и гаражи для постоянного хранения автомобилей обычно у мест жилой застройки, под улицами, проездами, скверами или парками в виде отдельно расположенных сооружений. При этом они должны находиться от жилой застройки на определенном расстоянии, предусмотренном санитарно-гигиеническими нормами, чтобы газо выделения автомобилей не проникали в здания. При размещении стоянок и гаражей необходимо, чтобы радиус их доступности не превышал 300-400 м. Наиболее целесообразно располагать подземные стоянки и гаражи в подвальных и цокольных этажах жилых, административных или хозяйственных зданий, что создает максимальные удобства владельцам автомобилей, которые непосредственно из своих квартир или служебных помещений могут на лифте спускаться в гараж.

При строительстве наземных многоэтажных стоянок и гаражей целесообразно устраивать и подземные ярусы для размещения автомобилей. Это позволяет ускорить операции по установке автомобилей, а также сократить высоту перемещения автомобилей по вертикали. Наряду с подземными в ряде случаев строят и полуподземные автостоянки и гаражи, верх которых располагается выше поверхности земли на 0,5-0,6 м. На перекрытии таких гаражей устраивают открытые стоянки автомобилей, спортивные площадки и т.п.

В практике подземного строительства получили распространение рамповые и механизированные стоянки и гаражи. В рамповых гаражах въезд и выезд автомобилей, а также перемещение их с яруса на ярус производится по прямым или спиральным рампам.

В механизированных гаражах и стоянках рампы отсутствуют и все операции осуществляются без участия водителя: автомобили подаются на нужный ярус в лифтовых подъемниках и устанавливаются на свободную

площадку. Механизированные гаражи занимают меньше места, чем рамповые, поэтому их целесообразно строить при остром дефиците территории и использовать для длительного хранения автомобилей. Хотя стоимость механизированных стоянок и гаражей выше, чем рамповых, они имеют целый ряд эксплуатационных преимуществ. Прежде всего исключаются маневры автомобилей внутри гаража, в связи с чем резко снижается объем газо выделений и сокращаются расходы на вентиляцию. Значительно уменьшается площадь, занимаемая гаражом, за счет отсутствия прямых или спиральных рамп.

Сооружают и полумеханизированные гаражи, в которых автомобили опускают или поднимают на тот или иной ярус лифтовым подъемником, а устанавливают на стоянку водители или работники гаража.

В полностью автоматизированных гаражах все операции выполняются средствами дистанционного управления без доступа обслуживающего персонала и водителей. При этом высота яруса может быть уменьшена до минимума. Отпадает необходимость в создании систем искусственной вентиляции, освещения и отопления. Такие гаражи обеспечивают наибольшие удобства владельцам автомобилей.

Во многих крупных городах подземные стоянки и гаражи часто сооружают в составе многоярусных подземных комплексов многоцелевого назначения. Их располагают обычно вблизи крупных транспортных узлов, на привокзальных площадях, в районе аэропортов, торговых центров и т.п. Поскольку в этих местах в первую очередь возникает необходимость в строительстве различных транспортных сооружений (станций метрополитена и железнодорожных вокзалов, транспортных и пешеходных тоннелей, стоянок и гаражей), то целесообразно их объединить в одном сооружении. В состав подземных комплексов включают также предприятия торговли и общественного питания, кинотеатры, предприятия бытового обслуживания и т.п., что создает максимальные удобства посетителям. В зависимости от конкретных условий подземные комплексы могут иметь 2-6 ярусов.

Первый подземный ярус чаще всего предназначается для пешеходного движения и соединяется с прилегающими улицами лестничными или эскалаторными сходами. На этом же ярусе размещают небольшие магазины, кафе, киоски и пр. На втором и третьем ярусе могут находиться стоянки автомобилей и станции технического обслуживания. Нижние ярусы обычно используются для размещения станций метрополитена и железнодорожных вокзалов. Для связи между отдельными ярусами служат эскалаторы, лифтовые подъемники и лестницы. К подземным комплексам могут примыкать автотранспортные тоннели, тоннели метрополитена и коммунальные тоннели.

Глубина заложения верхнего перекрытия подземных автостоянок и гаражей должна быть минимальной и устанавливается в зависимости от толщины дорожного покрытия, глубины промерзания, расположения подземных коммуникаций. Если над гаражом предусматривается посадка деревьев или кустарника, толщина слоя грунта над перекрытием должна быть не менее 1,5-2 м.

Въезды и выезды для гаража располагают непосредственно на прилегающих улицах, причем целесообразно устраивать их по направлению второстепенных улиц, не нарушая движения на главных магистралях. В условиях плотной застройки подъезды и выезды устраивают в виде отдельных тоннелей. Непосредственно перед въездом в подземный гараж устраивают площадки-накопители для временного размещения в них 5-10% общего числа автомобилей, предназначенных для хранения в гараже.

Механизированные подземные гаражи устраивают прямоугольного или кругового очертания в плане. В первом случае их оборудуют специальными боксами с подвижными тележками, которые подаются к шахте лифтового подъемника для приема или выдачи автомобилей.

В гаражах круговой в плане формы на каждом ярусе устраивают поворотные платформы. Когда автомобиль подается в подъемнике на определенный ярус, платформа поворачивается таким образом, что напротив двери подъемника устанавливается свободный бокс, куда автомобиль перемещается работником гаража или с помощью автоматически действующего устройства. Лифтовые подъемники могут перемещаться в стационарных или передвижных шахтах. В первом случае автомобили перемещают только с яруса на ярус, а во втором – еще и в пределах каждого яруса.

Объемно-планировочные решения подземных комплексов многофункционального назначения разрабатывают с учетом конкретных градостроительных и транспортных условий, в соответствии с характером объектов, входящих в состав комплекса.

В большинстве случаев подземные комплексы проектируют зального типа, придавая им в плане различные очертания: прямоугольное, полигональное, круговое, эллиптическое и т.п.

Подземные комплексы, автостоянки и гаражи в ряде случаев оборудуют эскалаторами. Эскалаторы помещают в наклонных тоннелях, расположенных под углом около 30° к горизонту. В верхней части эскалаторные тоннели примыкают к машинному помещению, а в нижней – к натяжной камере.

При решении транспортной проблемы в крупных городах принимают меры по упорядочению пешеходного движения, по созданию специальных

пешеходных путей, изолированных от транспорта, удобных и доступных населению, обеспечивающих связь со всеми крупными городскими районами. При организации системы пешеходных путей в городах неизбежно возникает необходимость пересечения автомагистралей, железнодорожных и других транспортных путей. Несмотря на специальные меры по обеспечению условий безопасности в случае устройства наземного перехода (светофорное регулирование, разметка, ограждения на тротуарах, островки безопасности, четкие указатели и т.п.), такой переход не может гарантировать в полной мере безопасность пешеходов. Кроме того, при наземных переходах нельзя обеспечить скоростное и непрерывное движение транспорта по магистрали. В связи с этим в городах широко применяют внеуличные пешеходные переходы мостового или тоннельного типа (подземные переходы).

Пешеходные тоннели в городах сооружают:

1. по трассе скоростных дорог и магистралей непрерывного движения;
2. на улицах и дорогах с регулируемым движением транспорта при интенсивности пешеходного движения через проезжую часть более 3000 чел в 1 ч. и при ее ширине более 14 м;
3. на улицах и дорогах с нерегулируемым движением транспорта при интенсивности автомобильного движения более 600 автомобилей в 1 ч. (при наличии разделительной полосы – более 1000 автомобилей в 1 ч.) в обоих направлениях и одновременной интенсивности пешеходного движения через проезжую часть более 1500 чел. в 1 ч.;
4. на перекрестках, примыканиях или развилках улиц и дорог, на крупных площадях, где интенсивные транспортные потоки затрудняют свободное и безопасное движение пешеходов в одном уровне с транспортом;
5. в местах наибольшего тяготения пешеходных потоков: вблизи станций метрополитена, железнодорожных, авто- и аэровокзалов, стадионов, парков, торговых центров, зрелищных предприятий и т.п.;
6. в составе крупных транспортных развязок в разных уровнях;
7. при пересечении линий городских железных дорог, наземных линий метрополитена или скоростного трамвая (на станциях и перегонах);
8. при пересечении высотных или контурных препятствий (холмов, возвышенностей, насыпей, дамб, рек, каналов, озер и т.п.).

При пересечении скоростных дорог и магистралей непрерывного движения, а также линий железной дороги чаще всего устраивают одиночные пешеходные переходы линейного типа. Чаще всего на перекрестках и площадях устраивают несколько пешеходных тоннелей в виде примыкающих к друг другу, взаимно пересекающихся или разветвляющихся коридоров, а также замкнутого контура. Так, при интенсивном автомобильном и

пешеходном движении и при преобладающих прямых пешеходных потоках обычно предусматривают систему из четырех тоннелей по двум направлениям. Так же как и автотранспортные, пешеходные тоннели могут иметь прямоугольное, сводчатое и круговое поперечное сечение. Ширина их в свету не должна быть менее 3 м, а высота – 2,3 м. Ширину тоннелей назначают исходя из перспективной интенсивности пешеходных потоков в часы пик и пропускной способности 1 м тоннеля.

Для увеличения пропускной способности подземных переходов и создания больших удобств пешеходам в тоннелях длиной более 100-150 м целесообразно устройство движущихся тротуаров (траволаторов) для перемещения людей вдоль тоннеля или по отдельным направлениям в подземных комплексах.

Подземные пешеходные переходы состоят из закрытой (тоннельной) части и открытых лестничных, пандусных или эскалаторных входов и выходов. Разработаны типовые сборные железобетонные конструкции однопролетных и двухпролетных систем. Однопролетные конструкции шириной 4-6 м. собирают из трех типов блоков: лоткового, двух стеновых и блока перекрытия.

Двухпролетные тоннели состоят из двух отсеков шириной 4-6 м. и более, разделенных рядом колонн, располагаемых через 3 м. по оси тоннеля. Колонны прямоугольного сечения опираются на подколонники и несут продольные прогоны прямоугольного или таврового сечения.

Существует конструкция однопролетных тоннелей, состоящая из верхнего П-образного блока, опирающегося на плоский лотковый элемент.

Возможны цельносекционные обделки, состоящие из отдельных прямоугольных сводчатых или цилиндрических пространственных элементов замкнутой конструкции. На торцах элементов предусмотрена чеканочная канавка.

Такие конструкции имеют заводскую гидроизоляцию. На стройплощадке производят только герметизацию стыков между секциями.

Отдельные секции стыкуют между собой при помощи сварки арматурных выпусков, скреплением на болтах закладных деталей в пазах по торцам блоков или соединением и обжатием продольной преднапряженной арматуры. В некоторых случаях смежные секции соединяют при помощи клеев или компаундов на основе синтетических смол. Секции возможно соединять на болтах, устанавливая их в отверстия в уголках приваренных к закладным деталям в углублениях на внутренней поверхности стен. После постановки болтов углубления бетонируют.

Наряду со сборными применяют монолитные и сборно-монолитные конструкции пешеходных тоннелей.

Конструкции пешеходных тоннелей могут быть выполнены из стальных элементов. Так, при строительстве тоннелей в открытых котлованах со шпунтовым ограждением стальной шпунт используют в качестве постоянной конструкции стен и опирают на него готовые элементы покрытия.

При строительстве пешеходных тоннелей под насыпями используют конструкции замкнутого сводчатого или кругового очертания из гофрированных оцинкованных стальных звеньев типа Виакон. Собранные из отдельных листов звенья тоннеля соединяют между собой внахлестку при помощи сварки или на болтах. Такие конструкции устанавливают непосредственно на грунт или на заранее устроенный бетонный или железобетонный фундамент, закрепляя их анкерными болтами.

РАЗДЕЛ II. ПРАКТИЧЕСКИЙ

Глава I. Практические занятия

Практическое занятие № 1

Объемно-планировочные решения многоэтажного здания и его конструктивные части. Балочная клетка

Многоэтажные гаражи содержат расположенный друг над другом ярусы для установки автомобилей. Гараж (от франц. garage, - поместить под прикрытие, убрать)

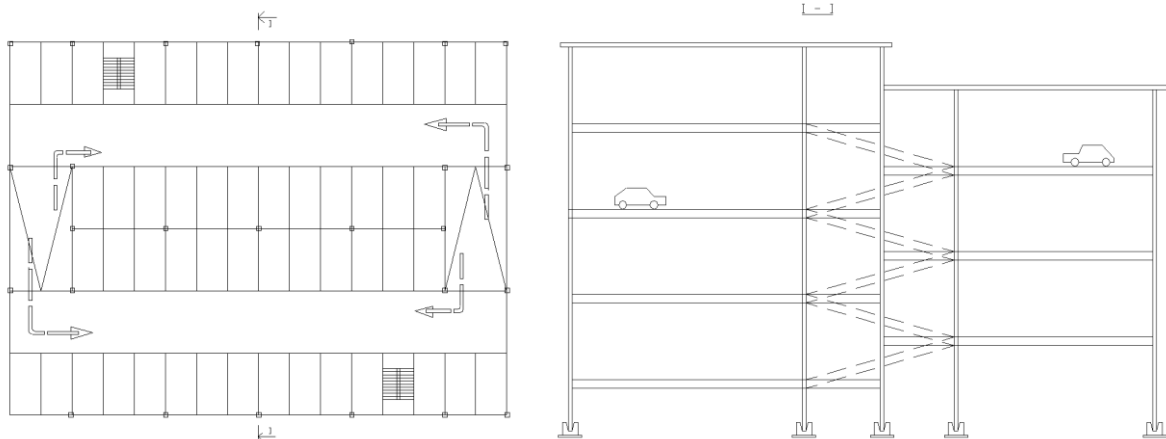
Полезная площадь включает площадь для стоянок и для проездов.

Площадь стоянки одного автомобиля колеблется от 5х2,3 до 5х2,5м., проездной путь между площадками для стоянки имеет ширину от 5 до 7м. Этими размерами определяется ширина гаража.

Гараж - сооружение для хранения и технического обслуживания автомобилей.

Стоянка - место, площадка для паркирования и хранения транспортных средств (отстой транспортного средства от 2 до 24 часов).

Паркинг - место, сооружение для паркирования автомобилей (паркирование - временная стояние до 2 часов автомобилей).



Категории автомобилей в зависимости от их размеров:

I - длина до 6 м включительно, ширина - до 2,1 м включительно;

II - длина более 6 м до 8 м включительно, ширина более 2,1 до 2,5 м включительно;

III - длина более 8 до 11 м включительно; ширина более 2,5 до 2,8 м включительно;

IV - длина более 11 м, ширина - более 2,8 м

Габариты помещений для хранения автомобилей

Расстояния между автомобилями, а также между автомобилями и конструкциями здания

Место измерения	Расстояния, м, при категории автомобиля		
	I	II	III и IV
1. Автомобили (между продольными сторонами), а также стена и автомобиль, стоящий параллельно стене	0,5	0,6	0,8
2. Продольная сторона автомобиля и колонна или пилястра	0,3	0,4	0,8
3. Передняя сторона автомобиля и стена или ворота при расстановке автомобилей прямоугольной косоугольной	0,7	0,7	0,7
	0,5	0,5	0,5
4. Задняя сторона автомобиля или ворота при расстановке автомобилей прямоугольной косоугольной	0,5	0,5	0,5
	0,4	0,4	0,4
5. Автомобили, стоящие один за другим	0,4	0,5	0,6

Высота помещений для хранения автомобилей (до низа конструкций покрытия или перекрытия или до низа оборудования) должна на 0,2 м превышать наиболее высокие автомобили, но во всех случаях должна быть не менее 2 м.

Площадь стоянки одного легкового автомобиля колеблется от 5х2,3 до 5х2,5 м, проездной путь между площадками для стоянки имеет ширину от 5 до 7 м.

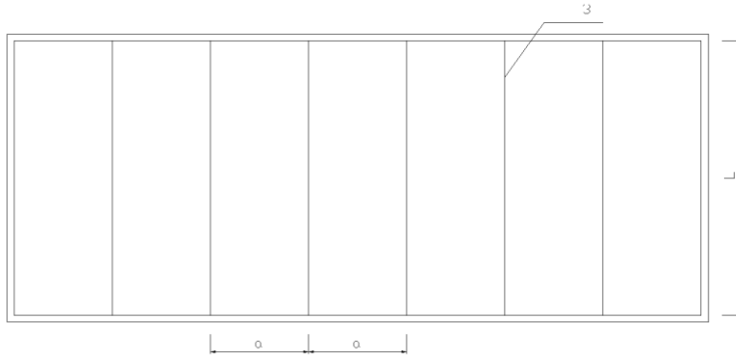
Компоновка балочной клетки и сравнение вариантов

Балочная клетка представляет собой систему пересекающихся несущих балок, предназначенных для опирания настила перекрытий. В зависимости от расположения балок балочные клетки разделяют на 3 основных типа: упрощенный, нормальный и усложнённый тип. В упрощённом типе балочной клетки нагрузка от настила передаётся непосредственно на балки, опирающиеся на стены или колонны. В балочной клетке нормального типа балки настила опираются на главные балки, а те в свою очередь, на колонны или стены. В усложнённом типе балочной клетки балки настила опираются на вспомогательные балки, которые крепятся к главным балкам. В этом типе

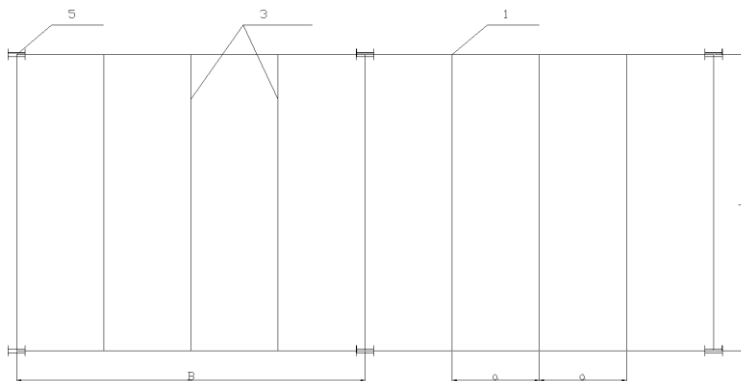
балочной клетки нагрузка от настила передаётся на опоры наиболее длинным путём.

Схемы балочных клеток:

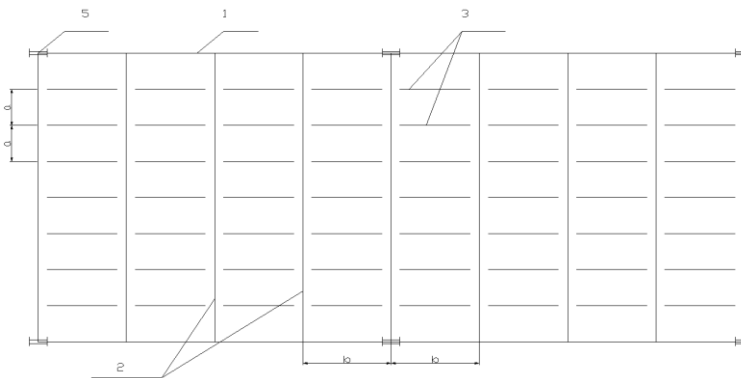
а) Упрощенная



б) Нормальная



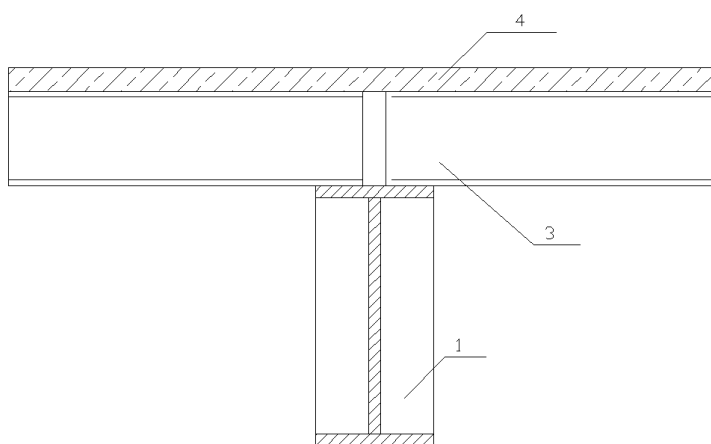
в) Усложненная



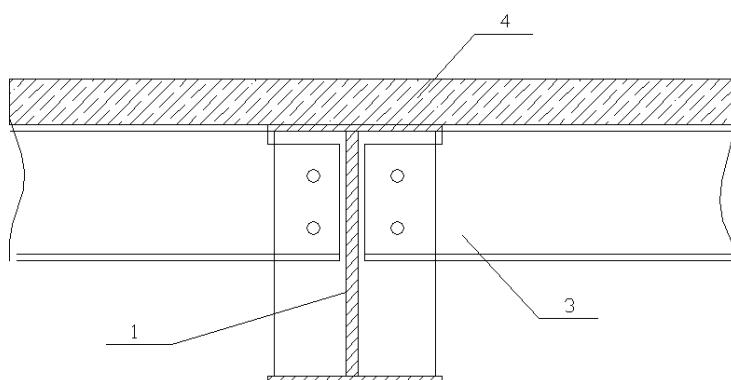
1 - главные балки; 2 - вспомогательные балки; 3 - балки настила; 5 - колонны

Схемы сопряжений балок:

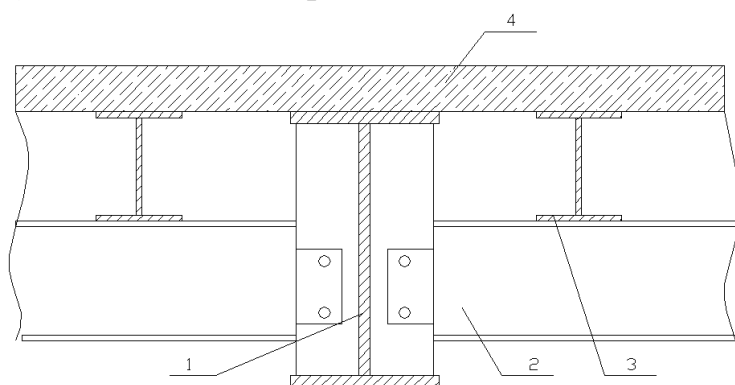
а) Этажное



б) Сопряжение в одном уровне



в) Пониженное сопряжение



3 - главные балки; 2 - вспомогательные балки; 3 - балки настила; 4 - настил

Практическое занятие № 2

Нормативные и расчетные нагрузки. Грузовая площадь на плиту, балку, колонну. Сбор нагрузок. Расчет и проектирование прокатных металлических балок

Определение нагрузок на 1 м² перекрытия

Определим нагрузку, которую создает слой асфальтобетонного покрытия толщиной 40 мм:

$$q = \rho_{a/b} * S * \delta * g = 2100 * 1 * 0.04 * 10 = 0,84 \text{ кПа}$$

Нагрузка от защитного слоя толщиной 30 мм равна:

$$q = \rho_3 * S * \delta * g = 2400 * 1 * 0.03 * 10 = 0.72 \text{ кПа}$$

Два слоя гидроизоляции толщиной 5 мм создают нагрузку равную:

$$q = 2 * \rho_{z/u} * S * \delta * g = 2 * 1000 * 1 * 0.005 * 10 = 0.1 \text{ кПа}$$

Нагрузка от стяжки толщиной 20 мм равна:

$$q = \rho_{ст} * S * \delta * g = 2200 * 1 * 0.2 * 10 = 0.44 \text{ кПа}$$

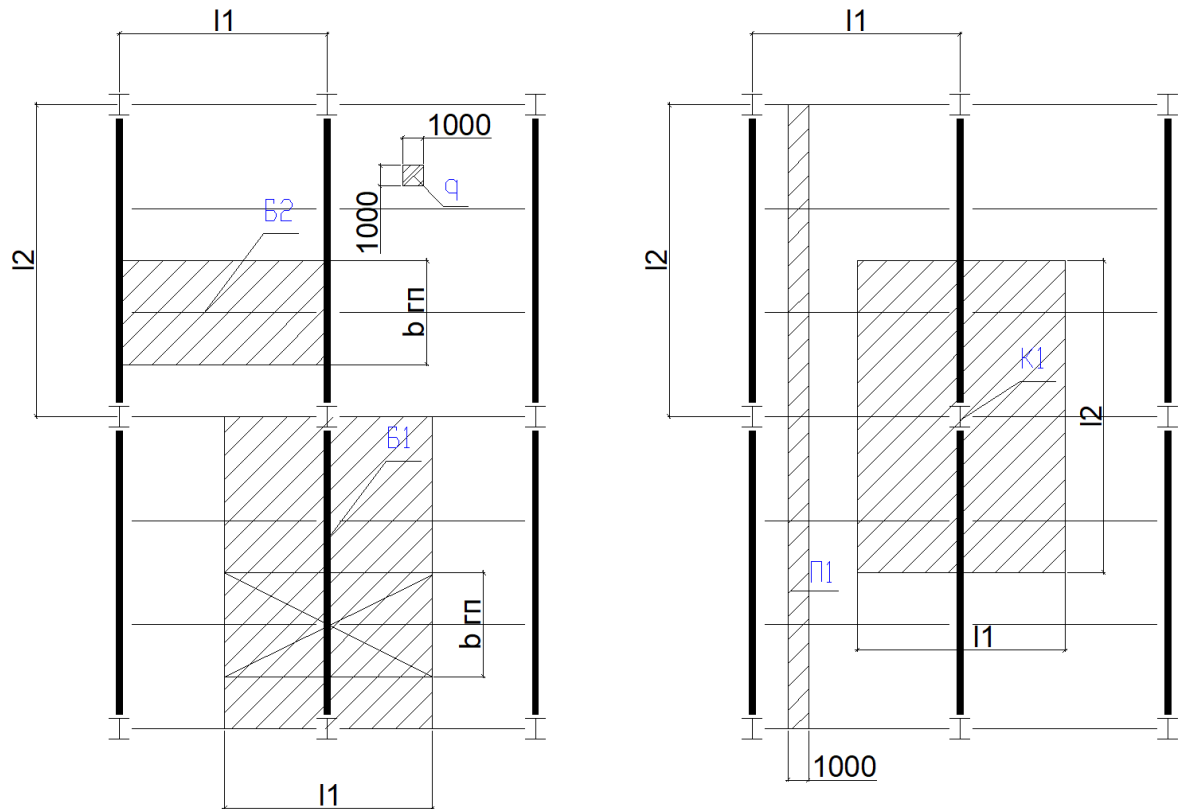
Нагрузка от железобетонной плиты толщиной 100 мм равна:

$$q = \rho_{ж/б} * S * \delta * g = 2500 * 1 * 0.1 * 10 = 2.5 \text{ кПа}$$

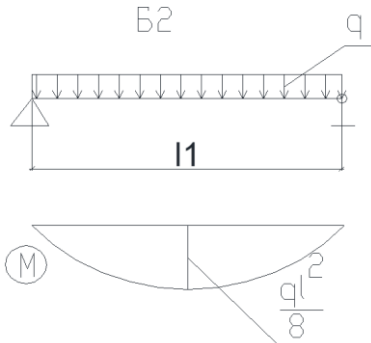
Нагрузка на 1 м² перекрытия

Наименование нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м ²	γ_f	Расчетная нагрузка, кН/м ²
1. Асфальтобетонное покрытие, 40мм	0,84	1.35	1,134
2. Защитный слой, 30мм	0.72	1.35	0.972
3. Гидроизоляция, 2х5мм	0.1	1.35	0.135
4. Стяжка 20мм	0.44	1.35	0.594
5. Ж/Б плита 100мм	2.5	1.35	3.375
Итого	Σq_n 4.6		Σq 6.21
6. Полезная нагрузка	9	1.5	13.5
Всего	$q_n=13.6$		$q=19.71$

Грузовые площади:



Расчёт вспомогательной балки Б2:



Вычисляем нагрузку на балку:

$$q_{\delta 1} = q_{rd} * b_{ГП} * l_1 / l_1 = 19.366 * 2.4 = 46.48$$

Вычисляем максимальный момент в Б2.

$$M_{\max} = \frac{q_{\delta 1} l_1^2}{8} = \frac{46.48 * 8^2}{8} = 371.82 \text{ КН*М}$$

Вычисляем максимальное поперечное усилие в Б2.

$$Q_{\max} = q_{\delta 1} l_1 / 2 = 46.8 * 8 / 2 = 185.92 \text{ КН}$$

Принимаем сталь S245, $f_{yd} = 245 / 1.1 = 222.73 \text{ Мпа}$

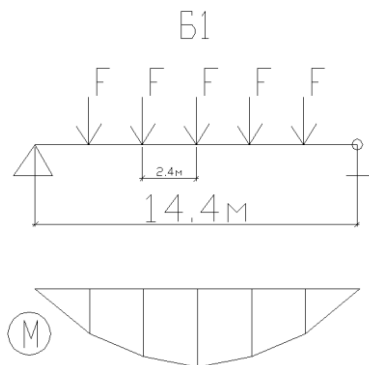
Вычисляем необходимый момент сопротивления:

$$W \geq \frac{M_{\max}}{f_{yd}} = \frac{371.82 \cdot 10^3}{222.73 \cdot 10^6} = 1669.4 \text{ см}^3,$$

Из сортамента прокатной стали выбираем двутавр 50Б2 с $W=1709 \text{ см}^3$,

Практическое занятие № 3 Расчет и проектирование составных металлических балок. Подбор сечений составных балок

Расчёт главной балки Б1:



Определим силу F с учетом веса балок Б2:

$$F = q_{rd} \cdot b_{ГП} \cdot l_1 \cdot 1.02 = 19.366 \cdot 2.4 \cdot 8 \cdot 1.02 = 379.26 \text{ кН}$$

Найдем максимальный изгибающий момент:

$$M_{\max} = 2.5 \cdot F \cdot 7.2 - F \cdot 4.8 - F \cdot 2.4 = 379.26 \cdot 10.8 = 4096 \text{ кНм}$$

Вычисляем необходимый момент сопротивления:

$$W \geq \frac{M_{\max}}{f_{yd}} = \frac{2730.67 \cdot 10^3}{222.73 \cdot 10^6} = 18390 \text{ см}^3$$

Определение параметров стенки двутавра:

Определим рациональную высоту балки:

$$h_{ctr} = \frac{1}{10} \cdot l_2 = \frac{1}{11} \cdot 14.4 = 1.31 \text{ м}$$

Определим минимальную высоту балки из условия ее жесткости:

$$h_{\min} = \frac{5}{24} \cdot \frac{f_{yk} \cdot l_2}{E \cdot [v/l]} = \frac{5}{24} \cdot \frac{245 \cdot 10^6 \cdot 14.4}{206 \cdot 10^9 \cdot 1/250} = 0.892 \text{ м}$$

Определим рациональную толщину стенки:

$$t_{opt} = 7 + 3 \cdot h_{str} = 7 + 3 \cdot 1.31 = 10.93 \text{ мм}$$

Оптимальная высота сечения балки из условия минимального расхода стали:

$$h_{opt} = K \cdot \sqrt{\frac{W_{mp}}{t_w}} = 1.15 \cdot \sqrt{\frac{18390}{1.093}} = 149,17 \text{ см}$$

где К – коэф-т, зависящий от конструкционного оформления балки.

Определим минимальную толщину стенки балки из условия ее прочности:

$$Q_{Б1} = F \cdot n / 2 = 379.26 \cdot 5 / 2 = 948.15$$

$$t_{min} = \frac{Q_{Б2} \cdot 1.5}{h_{str} \cdot f_{yd}} = \frac{948.15 \cdot 10^3 \cdot 1.5}{1.31 \cdot 222.73 \cdot 10^6} = 4.87 \text{ мм}$$

Окончательно принимаем высоту балки не менее $h_{min}=0.892\text{м}$, ближе к $h_{opt}=1,4917\text{м}$ но не более $h_{str}=1.31\text{м}$.

Окончательно принимаем толщину стенки балки не менее $t_{min}=4.87\text{мм}$ и ближе к $t_{opt}=10.93\text{мм}$.

Принимаем $h=127\text{см}$, $t=1.2\text{см}$.

Определение параметров полки двутавра:

Примем толщину полки балки $t_f = 3,5\text{см}$.

Определим требуемый момент инерции сечения всей балки:

$$I_{mp} = W_{mp} \cdot \frac{h}{2} = 18390 \cdot \frac{127}{2} = 1167765 \text{ см}^4$$

Определим момент инерции сечения стенки балки:

$$I_w = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} = \frac{1.2 \cdot (127 - 2 \cdot 3.5)^3}{12} = 172800 \text{ см}^4$$

Определим требуемую ширину полки двутавра:

$$b_f = \frac{1}{2} \cdot \frac{I_{mp} - I_w}{t_f} \cdot \left(\frac{2}{h - t_f} \right)^2 = \frac{1}{2} \cdot \frac{1167765 - 172800}{3.5} \cdot \left(\frac{2}{127 - 3.5} \right)^2 = 37.28 \text{ см}$$

Принимаем ширину полки 38см

Проверяем балку:

Из условий общей устойчивости балки:

$$b_f = \left(\frac{1}{5} \div \frac{1}{3} \right) \cdot h, \quad 38 = 25.4 \div 42.33 \text{ см};$$

Из обеспечения местной устойчивости сжатого пояса:

$$\frac{b_f}{t_f} \leq 0,5 \cdot \sqrt{\frac{E_s}{f_{yd}}}, \quad \frac{38}{3.5} = 10.86 \leq 0,5 \cdot \sqrt{\frac{20600}{22.273}} = 15.2$$

Из условия прочности:

$$I = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} + \frac{t_f^3 \cdot b_f}{12} + 2t_f \cdot b_f \left(\frac{h - t_f}{2} \right)^2$$

$$I = \frac{1.2 * 120^3}{12} + \frac{3.5^3 * 38}{12} + 2 * 3.5 * 38 \left(\frac{127 - 3.5}{2} \right)^2 = 1187074.6 \text{ см}^4$$

$$W = \frac{2I}{h} = \frac{2 * 1187074}{127} = 18694.1 \text{ см}^3$$

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W} = \frac{4096}{18694.1} = 219.1 \text{ МПа} \leq f_{yd} = 222.73 \text{ МПа}$$

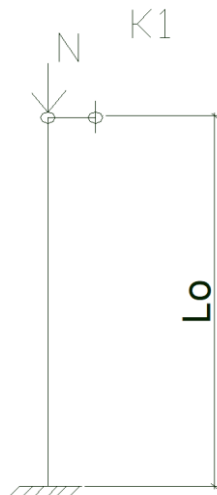
Из условия целесообразности замены:

$$\frac{f_{yd} - \sigma}{f_{yd}} * 100\% = \frac{222.73 - 219.1}{222.73} * 100 = 1\% < 5\%$$

Практическое занятие № 4

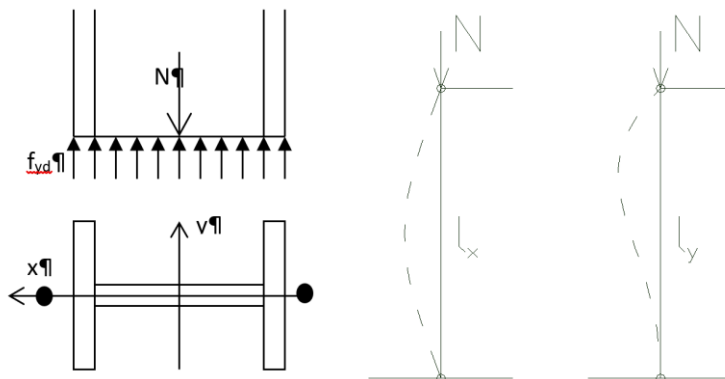
Расчет центрально сжатых сплошных колонн на прочность и устойчивость

Расчет колонны К1:



Подбор сечения из условия жёсткости:

Соединение колонны с фундаментом по оси x будем считать шарнирным, а по оси y – глухой заделкой. Сверху в обоих случаях шарнирное соединение.



При шарнирном закреплении с двух концов коэффициент $\mu = 1$. В случае, когда с одного конца глухая заделка $\mu = 0.7$

$$l_x = 4200 - 220 - 1250 \cdot 2/3 + 150 = 3296 \text{ мм.}$$

$$l_y = 4200 - 220 - 492 + 150 = 3638 \text{ мм.}$$

$$l_{ex} = \mu l_x = 1 \cdot 3296 = 3296 \text{ мм}$$

$$l_{ey} = \mu l_y = 0.7 \cdot 3638 = 2546 \text{ мм}$$

Зададимся $\lambda = 70$ и $\varphi = 0,754$, Найдём радиусы инерции:

$$i_x = \frac{l_{ex}}{\lambda} = \frac{3296}{70} = 47.1 \text{ мм}$$

$$i_y = \frac{l_{ey}}{\lambda} = \frac{2546}{70} = 36.47 \text{ мм}$$

Найдём минимальные высоту стенки и ширину полки двутавра из условия жесткости колонны:

$$h = \frac{i_x}{0.43} = \frac{47.1}{0.43} = 109.3 \text{ мм}$$

$$b = \frac{i_y}{0.24} = \frac{36.47}{0.24} = 152 \text{ мм}$$

Найдём минимальную площадь сечения двутавра из условия прочности колонны:

$$A \geq \frac{N}{f_{yd} \varphi} = \frac{9102.33 \cdot 10^3}{222.73 \cdot 10^6 \cdot 0.754} = 542 \text{ см}^2$$

Расчёт из условия прочности:

Принимаем составное двутавровое сечение из пластин универсальной стали по ГОСТ. Размеры сечения:

высота стенки и ширина полки 67 см

толщина стенки и полки 2,2 см

Найдём фактическую площадь сечения колонны:

$$A = 3 \cdot h \cdot t = 3 \cdot 67 \cdot 2.2 = 442.2 \text{ см}^2.$$

Проверим данное сечение на прочность:

$$I_x = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} + \frac{t_f^3 \cdot b_f}{12} = \frac{2.2 \cdot 67^3}{12} + 2 \frac{2.2^3 \cdot 67}{12} = 55258.786 \text{ см}^4 ;$$

Вычислим радиусы инерции и гибкость:

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{55258.786}{442.2}} = 11.18 \text{ см};$$

$$\lambda_x = \frac{l_{ef}}{i_x} = \frac{329.667}{11.1787} = 29.5$$

Принимаем $\varphi = 0,932$

Вычислим напряжение в колонне:

$$\sigma = \frac{N}{A\varphi} = \frac{9102.33 * 10^3}{442.2 * 10^{-4} * 0.932} = 220.86 \text{ МПа} < 222.73 \text{ МПа}$$

Практическое занятие № 5 Расчет и конструирование баз центрально и внецентренно сжатых колонн

Расчёт базы колонны:

База колонны состоит из опорной плиты, укрепленной на фундаменте из бетона класса С 10/12.5 анкерными болтами.

Призмечная прочность бетона основания $R_b = 7.5 \text{ МПа}$

Вычислим локальное напряжение в бетоне $R_{b,loc}$:

$$R_{b,loc} = R_b \gamma = 10 * 1.2 = 12 \text{ МПа}$$

Тогда требуемая площадь плиты будет:

$$A_{pl} \geq \frac{N}{R_{b,loc}} = \frac{9102.33 * 10^3}{12 * 10^6} = 7585.3 \text{ см}^2$$

Принимаем площадь $A_{pl} = 7600 \text{ см}^2$, пластина размером 80*95см

Определим толщину плиты. Плита работает на изгиб от реактивного давления фундамента равного:

$$\sigma_p = \frac{N}{A_{pl}} = \frac{9102.33 * 10^3}{7600 * 10^{-4}} = 11.98 \text{ МПа}$$

Рассмотрев плиту, можно выделить два участка: консольный и опертый с 3х сторон. Максимальные изгибающие моменты на этих участках при единичной ширине плиты определяются по формуле:

$$M = \frac{\sigma_p \cdot c^2}{2} = \frac{11.98 * 10^3 * 0.118^2}{2} = 93.4 \text{ кНм},$$

a – меньший размер участка (вылет консоли).

Момент, на участке опертом с трех сторон (между стенкой (26.9см) и полками. $a = 67$, $b = 32,4$. По отношению $a/b = 67/32,4 = 2,068$ определяем $\alpha = 0,133$

$$M = \alpha * \sigma_p * b^2 = 0.133 * 11.98 * 10^3 * 0.324^2 = 167.26 \text{ кНм}$$

По максимальному значению момента определяем толщину плиты:

$$t_{pl} \leq \sqrt{\frac{6M}{f_{yd}}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 167.26 \cdot 10^3}{222.73 \cdot 10^6}} = 0.067 \text{ м.}$$

Принимаем толщину плиты 70 мм.

При шарнирном сопряжении колонны с фундаментом необходимы анкерные болты диаметром $d = 20 \dots 30$ мм для фиксации проектного положения колонны и закрепления ее в процессе монтажа. Принимаем два анкерных болта диаметром $d = 24$ мм. Болты устанавливаются в плоскости главных балок с креплением к плите базы при помощи проушин диаметром 34 мм, что обеспечивает за счет гибкости плиты шарнирное сопряжение колонны с фундаментом.

Расчёт сварных швов базы колонны:

Определяем по конструктивным требованиям min и max катеты швов.

$$K_{f \max} = 1,2 \cdot t_{\min} = 1,2 \cdot 22 = 26,4 \text{ мм}$$

По таблице 38* СНиПа для таврового соединения с двухсторонними угловыми швами при текучести $\sigma \leq 430 \text{ МПа}$ и при max-ой толщине свариваемых элементов $t_{\max} = 70 \text{ мм}$ $K_{f \min} = 10 \text{ мм}$.

Принимаем $K_f = 12 \text{ мм}$

Ширину проезжей части мостов или других дорожных искусственных сооружений назначают, руководствуясь нормативными габаритами. Габарит моста, называемый также габаритом приближения конструкций, - это контур, необходимый для беспрепятственного пропуска по сооружению подвижных транспортных средств и пешеходов, внутрь которого не должны вдаваться никакие части конструкции.

Практическое занятие № 6

Расчет сварных и болтовых соединений

Расчёт крепления опорного столика:

Ширину опорного столика принимаем на 6 см шире опорного ребра – 24 см. Толщину опорного столика принимаем на 16 мм больше толщины опорного ребра – 30 мм.

$$R_{wf} = 180 \text{ МПа}$$

$$R_{wz} = 166,5 \text{ МПа}$$

$$\beta_f = 1,1 \quad \beta_z = 1,15$$

$$\gamma_c = 1,0$$

Определяем по конструктивным требованиям min и max катеты швов.

$$K_{f \max} = 1,2 \cdot t_{\min} = 1,2 \cdot 30 = 36 \text{ мм}$$

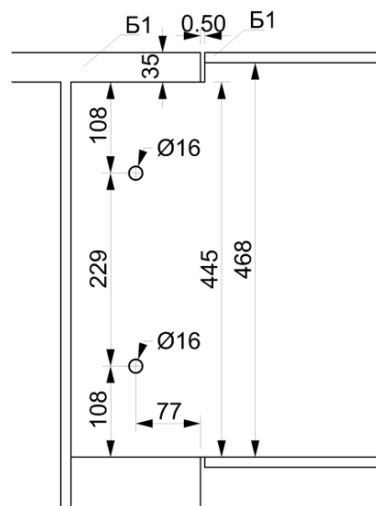
По таблице 38* СНиПа для таврового соединения с двухсторонними угловыми швами при текучести $\sigma \leq 430 \text{ МПа}$ и при max-ой толщине свариваемых элементов $t_{\max} = 30 \text{ мм}$ $K_{f \min} = 8 \text{ мм}$.

Катет сварных швов принимаем на $k_f = 12 \text{ мм}$. Тогда, с учетом коэффициента $k=1,3$, учитывающего возможность неравномерной передачи опорного давления, длина опорного столика будет (ручная сварка):

$$l_{is} \geq \frac{1,3F}{2\beta_f k_f R_{wf} \cdot \gamma_c} = \frac{1,3 \cdot 948,15 \cdot 10^3}{2 \cdot 1,1 \cdot 0,012 \cdot 180 \cdot 10^6 \cdot 1} = 25,94 \text{ см},$$

С учетом 1 см непровара по концам принимаем высоту опорного столика 28 см.

Расчёт болтов на соединении Б1 и Б2:



Принимаем по два болта на одно крепление ($n=2$). Болты марки 8.8, предел текучести 640 МПа.

$$Q_{\max} = 185,92 \text{ КН}$$

Вычисляем площадь одного болта:

$$A_b = \frac{Q_{\max}}{f_b \cdot n} = \frac{185,92 \cdot 10^3}{640 \cdot 10^6 \cdot 2} = 145,25 \text{ мм}^2$$

Вычисляем диаметр болта:

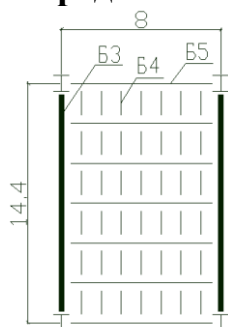
$$d_b = \sqrt{\frac{4 \cdot A_b}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 145,25}{3,14}} = 13,6 \text{ мм}$$

Принимаем 2 болта М14, марки 8.8.

Практическое занятие № 7

Компоновка конструктивной схемы деревянного покрытия. Технико-экономическая оценка вариантов

Определение нагрузок на 1м² кровли.



Определим нагрузку от покрытия из ПВХ:

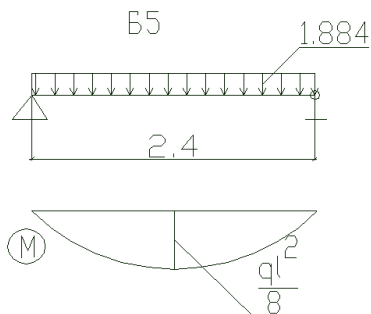
$$q = \rho_3 * S * \delta * g = 1400 * 1 * 0.006 * 10 = 0.084 \text{ кПа}$$

Нагрузка от снега для РБ принимаем 1.8 кПа

Суммарная нагрузка: $q = 1.8 + 0.084 = 1.884$ кПа

Расчетная нагрузка: $q_{rd} = 1.884 * 1.35 = 2.5434$ кПа

Расчёт балки Б5:



Вычисляем нагрузку на балку:

$$q_{Б5} = q_{rd} * b_{ГП} * \gamma_k = 2.5434 * 1 * 1.35 = 3.4336 \text{ кН/м}$$

Вычисляем максимальный момент в Б5.

$$M_{\max} = \frac{q_{Б5} l^2}{8} = \frac{3.4336 * 2.4^2}{8} = 2.4722 \text{ кН*м}$$

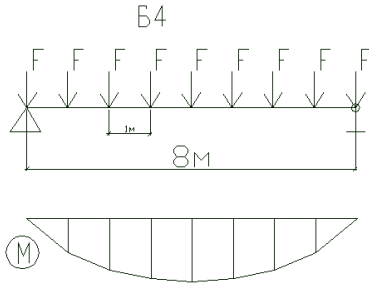
Принимаем алюминий $\rho = 27 \text{ кН/м}^3$ $f_{yd} = 70/1.1 = 63.3$ МПа

Вычисляем необходимый момент сопротивления:

$$W \geq \frac{M_{\max}}{f_{yd}} = \frac{2.4722 * 10^3}{63.3 * 10^6} = 39 \text{ см}^3,$$

Из сортамента прокатного алюминия выбираем сечение с параметрами:
 $A=100\text{мм}$, $B=70\text{мм}$, $S=5\text{мм}$, $R=1,5\text{мм}$, $W=41,71\text{ см}^3$

Расчет балки Б4:



Определим силу F :

$$F = q'_{rd} * b_{ГП} * l = 3,4904 * 1 * 2,4 = 8,377 \text{кН}$$

Найдем максимальный изгибающий момент:

$$M_{\max} = 3,5 * F * 4 - F * 3 - F * 2 - F * 1 = 8,377 * 10,5 = 87,958 \text{кНм}$$

Вычисляем необходимый момент сопротивления:

$$W \geq \frac{M_{\max}}{f_{yd}} = \frac{87,958 * 10^3}{63,3 * 10^6} = 1389,5 \text{ см}^3$$

Ввиду слишком большого требуемого сечения балки из алюминия принимаем решение заменить материал балки Б4 с алюминия на сталь S245 ($f_{yd} = 222,73 \text{МПа}$ $\rho = 77 \text{кН/м}^3$).

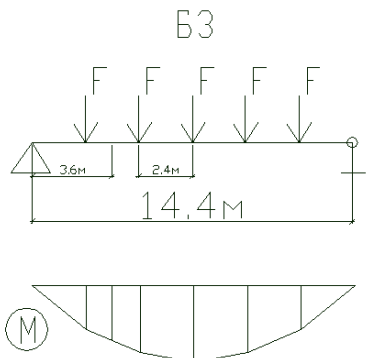
$$W \geq \frac{M_{\max}}{f_{yd}} = \frac{87,958 * 10^3}{222,73 * 10^6} = 394,91 \text{ см}^3$$

Из сортамента прокатной стали выбираем сечение с параметрами:
 $A=180\text{мм}$, $B=145\text{мм}$, $S=20\text{мм}$, $R=1,5\text{мм}$, $W=459\text{ см}^3$

Практическое занятие № 8

Расчет клее-деревянной балки и арки

Расчет балки БЗ:



Балку БЗ будем собирать из клееной сосновой доски ($\rho = 5.2 \text{кН/м}^3$), длина балки 14.4м.

Из эмпирической формулы определим высоту балки в коньке:

$$h_k = \frac{1}{10} l = 14.4 / 10 = 1.44 \text{ м}$$

Определим высоту балки на опоре:

$$h_o = h_k - i(0.5l) = 1.44 - 0.1(0.5 * 14.4) = 0.72 \text{ м}$$

Балку клеим из доски толщиной 5см (4.5 после обработки).

Определим количество слоёв досок в коньке и у опоры:

$$n_k = \frac{h_k}{h_o} = \frac{1.44}{0.045} = 32$$

$$n_o = \frac{h_o}{h_o} = \frac{0.72}{0.045} = 16$$

Из эмпирической формулы определим минимальную ширину балки:

$$b = \frac{h_k}{8.5} = \frac{1.44}{8.5} = 0.17 \text{ м}$$

принимаем $b=0.27 \text{ м}$

Определим расстояние от опоры до наиболее опасного сечения:

$$x = \frac{h_o}{2 * h_k} l = \frac{0.72}{2 * 1.44} 14.4 = 3.6 \text{ м}$$

Определим высоту балки в сечении x:

$$h_x = h_k - i(0.5l - x) = 1.44 - 0.1(0.5 * 14.4 - 3.6) = 1.08 \text{ м}$$

Определим силу F:

$$F = (F * 7 + q_{БЗ} * 8) = (8.377 * 7 + 1.1136 * 8) = 67.55 \text{ кН}$$

Определим часть реакции на опоре от собственного веса балки:

$$F_R = V_B * \rho * \gamma_k = (1.44 + 0.72) / 2 * 7.2 * 0.27 * 5.2 * 1.35 = 14.7386 \text{ кН}$$

Найдем момент в опасном сечении:

$$M_x = (2.5 * F * 3.6 + F_R) - (F * 1.2 + V_{Бx} * \rho * \gamma_k * x / 2) =$$

$$= 7.8 * 67.55 + 14.7386 - (1.08 + 0.72) / 2 * 3.6 * 0.27 * 5.2 * 1.8 = 530.5746 \text{ кНм}$$

Вычислим момент сопротивления в сечении x:

Поправочный к-т $m=0.82$, для $h_x = 1.08\text{ м}$

$$W = \frac{h_x^2 * b}{6} m = \frac{27 * 108^2}{6} m = 43040.16 \text{ см}^3$$

Проверим балку на прочность

$$\delta \geq \frac{M_x}{W} = \frac{530.5746 * 10^3}{43040.16 * 10^6} = 12.33 < 14 \text{ МПа (Древесина 1 сорта)}$$

несущая способность сохраняется.

Практическое занятие № 9

Компоновка подземного пешеходного перехода. Компоновка многофункционального подземного комплекса. Основные конструктивные элементы

Планировочные решения пешеходных тоннелей отличаются большим разнообразием и зависят главным образом от топографических и градостроительных условий. При пересечении скоростных дорог и магистралей непрерывного движения, а также линий железной дороги или высотных и контурных препятствий чаще всего устраивают одиночные пешеходные тоннели линейного типа. Их располагают по трассе магистрали перпендикулярно оси проезжей части через 400—500 м (рис. 1.а). В дальнейшем с ростом пешеходных потоков может потребоваться создание между существующими дополнительными пешеходных тоннелей. В некоторых случаях, когда ширина тротуаров на отдельных участках вдоль магистралей становится недостаточной для пропуска пешеходов, подземные переходы трассируют вдоль магистрали, устраивая ответвления для выходов на обе ее стороны (рис. 1,б).

Одиночные тоннели линейного типа могут устраиваться и на перекрестках автомагистралей, на площадях и располагаться по направлению главных пешеходных потоков.

Иногда на прямом перекрестке сооружают два взаимно перпендикулярных тоннеля, пересекающих обе магистрали (рис.1,в). Однако при этом значительно удлиняются пути пешеходов, и не обеспечивается полной развязки движения транспорта и пешеходов. Чаще всего на перекрестках и площадях устраивают несколько пешеходных тоннелей в виде примыкающих друг к другу, взаимно пересекающихся или разветвляющихся коридоров, а также замкнутого контура. Так, при интенсивном автомобильном и пешеходном движении и при преобладающих прямых пешеходных потоках

обычно предусматривают систему из четырех тоннелей по двум направлениям, что обеспечивает полную изоляцию пешеходных потоков от автомобильного движения (рис.1,г). Однако при этом несколько удлиняются пути пешеходов, пересекающих перекресток в диагональном направлении. Возможна замена двух параллельных тоннелей одним соединительным, расположенным по оси магистрали (рис. 1,д).

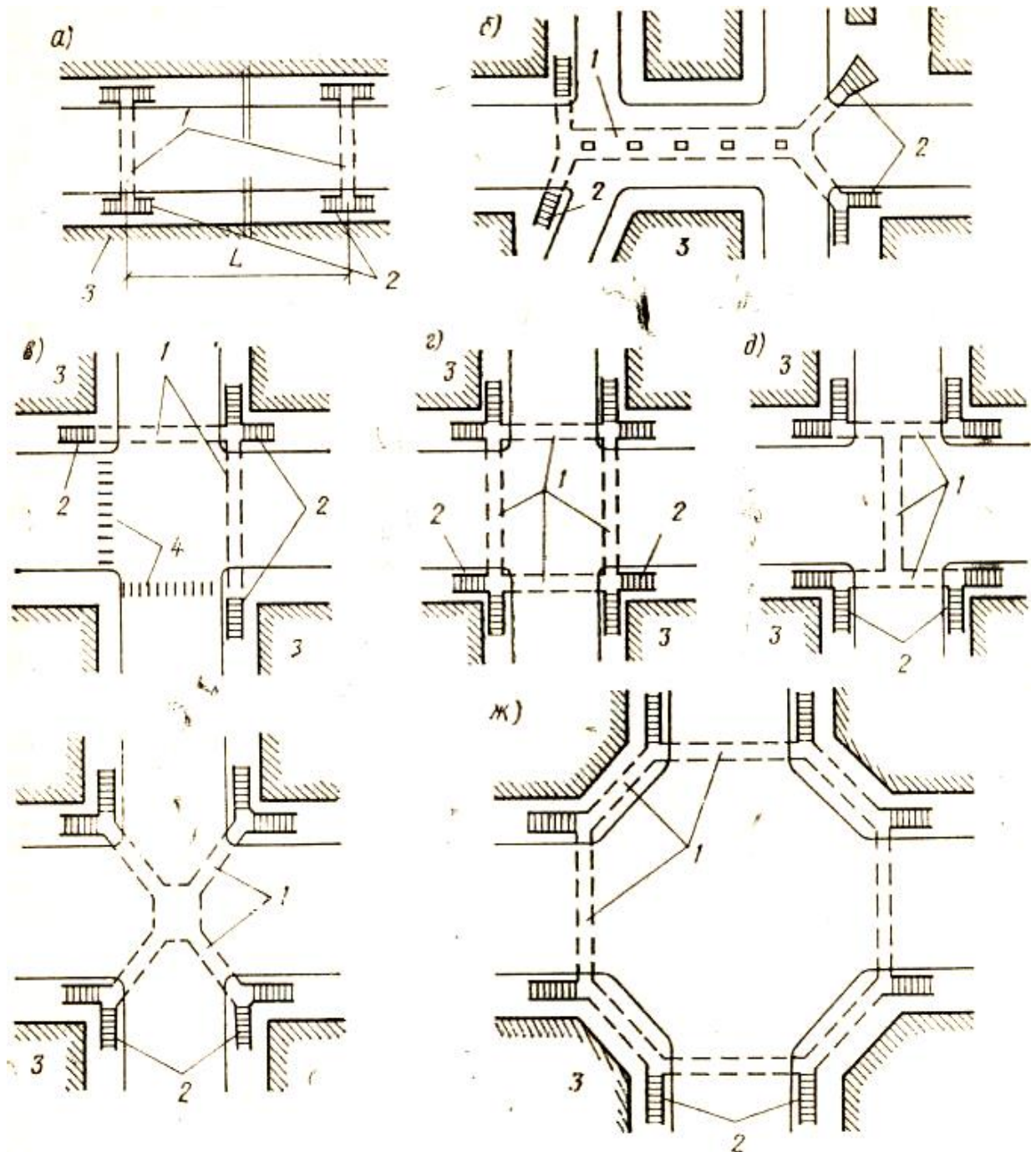


Рис.1. Схемы расположения пешеходных тоннелей линейного типа вдоль магистрали (а, б) и на прямом перекрестке (в—ж):

1 — тоннель; 2 — сходы; 3 — застройка; 4 — наземный переход.

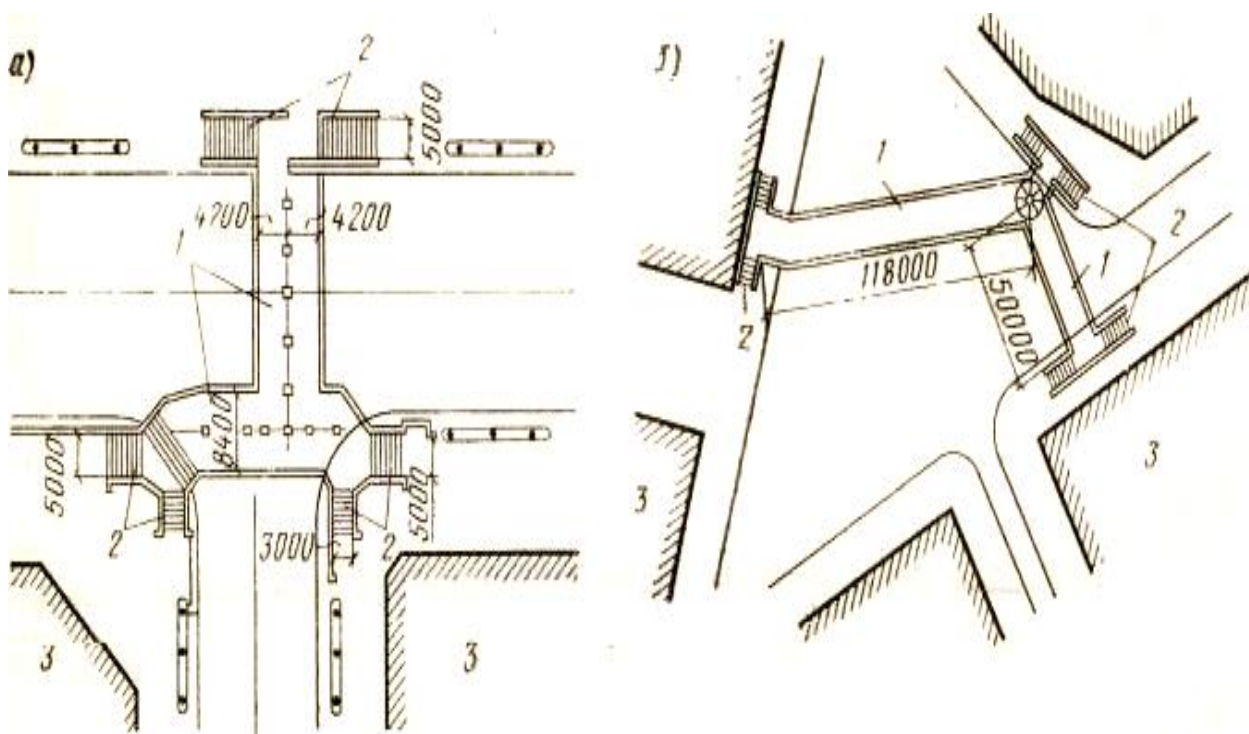


Рис.2. Примеры расположения пешеходных тоннелей линейного типа на Т-образном (а) и У-образном (б) примыканиях магистралей:

1 — тоннель; 2 — сходы; 3 — застройка

При преобладающих пешеходных потоках в диагональных направлениях тоннели на прямых перекрестках устраивают по Х-образной схеме, что приводит к некоторому удлинению путей пешеходов, которые пересекают одну из магистралей, но обеспечивает кратчайшее пересечение обеих магистралей (рис.1,е). Особенностью такой планировочной схемы является наличие перекрещивающихся пешеходных потоков в центральной зоне, что требует ее расширения.

Иногда подземные переходы располагаются по периметру перекрестка, пересекая все сходящиеся в узле улицы (рис.1, ж). При этом могут возникать неравномерные потоки пешеходов по отдельным тоннелям и значительно удлиняются некоторые пешеходные маршруты.

Пешеходные тоннели на Т- и У-образных примыканиях, а также на развилках двух магистралей состоят обычно из разветвляющихся коридоров, примыкающих под углом друг к другу и имеющих выходы на близрасположенные улицы (рис.2). При этом следует стремиться по возможности обеспечить связь всех тротуаров без наземных переходов.

На больших площадях, где сходятся четыре, пять и более крупных магистралей и улиц, пешеходные тоннели могут иметь достаточно сложные планировочные схемы. На крупных площадях наиболее целесообразно устройство центрального распределительного пешеходного зала, к которому

примыкают отдельные подземные коридоры, ведущие ко всем тротуарам, остановкам общественного транспорта, административным и торговым зданиям.

В большинстве случаев трасса пешеходных тоннелей располагается на прямой в плане. Это обеспечивает кратчайшие пути пешеходам, улучшает условия видимости и проветривания, упрощает конструкции и облегчает процесс сооружения тоннеля. Однако иногда по эксплуатационным соображениям, а также в связи с конкретными градостроительными и транспортными условиями бывает целесообразно располагать пешеходные тоннели под углом к магистрали или на криволинейной в плане трассе.

Пешеходные тоннели чаще всего имеют односкатный продольный профиль. При пересечении каких-либо препятствий (река, канал, насыпь, подземное сооружение и пр.) возможно расположение пешеходного тоннеля на двух- или многоскатном вогнутом или выпуклом профиле.

В отдельных случаях пешеходные тоннели могут иметь ломаный профиль с лестницами или пандусами внутри тоннеля. Независимо от вида продольного профиля продольный уклон чистого пола пешеходных тоннелей должен быть не менее 4 и не более 40‰, а поперечный уклон — порядка 4—10‰ в обе стороны от оси. В случае необходимости допускается располагать пешеходный тоннель на нулевом продольном уклоне с созданием одностороннего поперечного уклона не менее 10‰.

Глубину заложения пешеходных тоннелей следует назначать минимальной с учетом расположения подземных коммуникаций. Это обусловлено стремлением по возможности уменьшить высоту подъема и спуска в тоннель пешеходов. С этой же целью следует рационально использовать естественный рельеф местности.

Входы в тоннели и выходы из них.

Если пешеходный тоннель пересекает какое-либо высотное препятствие и уровень пола перехода совпадает с поверхностью земли, специальных входов и выходов не требуется. Во всех остальных случаях для связи пешеходных тоннелей с дневной поверхностью необходимо устройство специальных сходов. В зависимости от глубины заложения тоннеля, рельефа местности, наличия свободной территории, характера окружающей застройки, интенсивности пешеходных потоков и других факторов применяют лестничные, пандусные, эскалаторные, лифтовые или комбинированные входы и выходы. Они могут размещаться не только по концам пешеходных тоннелей, а также и в промежуточных сечениях. Входы и выходы могут располагаться по направлению тоннеля, перпендикулярно или под углом оси. При интенсивности пешеходного движения менее 7000 чел.-ч и глубине

заложения пола тоннеля менее 3—3,2 м устраивают лестничные входы и выходы, размещая их на тротуарах — у проезжей части улиц или с отступом от нее. В первом случае между парапетом схода и внешней гранью борта должна быть оставлена полоса безопасности шириной 0,5—0,75 м. При размещении сходов с отступом от проезжей части необходимо предусматривать проходы шириной не менее 3 м для пешеходов, не направляющихся в подземный переход. Пешеходные тоннели, пересекающие широкие автомагистрали с несколькими проезжими частями, разделенными аллеями или скверами, могут иметь промежуточные входы и выходы (рис.3,а— в). Необходимость в промежуточных входах и выходах возникает также у остановок общественного транспорта и на железнодорожных вокзалах для выхода к платформам. Промежуточные сходы могут быть сделаны для связи пешеходного тоннеля с транспортным, внутри которого имеются остановки маршрутных автобусов или троллейбусов .

При преобладающих односторонних пешеходных потоках небольшой интенсивности можно устраивать одиночные сходы с каждой стороны тоннеля. При наличии достаточно широких тротуаров или полос зеленых насаждений, а также на незастроенных площадях или железнодорожных станциях лестничные сходы могут располагаться вдоль оси тоннеля. В этом случае им целесообразно придавать раструбную в плане форму для увеличения пропускной способности (рис.3,г).

На застроенной территории чаще всего устраивают двойные лестничные сходы поперек оси тоннеля или примыкающие один к другому под разными углами. При расположении лестничных сходов в местах примыкания двух улиц им часто придают дуговое или ломаное (Г-образное) очертание в плане (рис.3,д).

Лестничные марши должны иметь уклон не более 1:3,3 с размерами ступеней 12X40 см. В особых случаях допускается устройство одной из двух лестниц с уклоном 1:2,3 и размерами ступеней 14X32 см. В одном лестничном марше не должно быть более 14 ступеней. Длина разделительной площадки между маршами должна быть не менее 1,5 м. Ступени и площадки устраивают с уклоном 15‰ для отвода с них воды. Верхние площадки лестничных сходов во избежание их затопления должны превышать уровень тротуаров не менее чем на 6 и не более чем на 15 см.

Практическое занятие № 10

Компоновка конструктивной схемы монолитного и сборного железобетонного перекрытия. Технико-экономическая оценка вариантов. Расчет прочности по нормальным сечениям железобетонной балки прямоугольного профиля с одиночной арматурой

Так же как и автотранспортные, пешеходные тоннели могут иметь прямоугольное, сводчатое и круговое поперечное сечение. Ширину пешеходных тоннелей назначают, исходя из перспективной интенсивности пешеходных потоков и пропускной способности 1 м тоннеля. Действительная пропускная способность подземного перехода определяется режимом и плотностью пешеходных потоков, которая в свою очередь зависит от интенсивности и скорости движения пешеходов. Также следует учитывать неравномерность пешеходных потоков. При этом надо иметь

в виду, что пропускная способность тоннеля изменяется в случае пропуска односторонних, встречных и пересекающихся пешеходных потоков.

Определяя размеры пешеходных тоннелей, надо учитывать, что ширина их в свету не должна быть менее 3, а высота — 2,3 м. Если пешеходные потоки невелики, ширину подземного перехода допускается уменьшать до 2,5 м, а в некоторых случаях до 2 м. Ширина лестничных и пандусных сходов должна быть не менее 2,25 м, а пандусов для детских колясок — не менее 1 м. В двухпролетных тоннелях высота от уровня чистого пола до низа прогона должна быть не менее 2 м. Следует отметить, что размеры поперечного сечения подземных пешеходных переходов в некоторых случаях рекомендуется несколько увеличивать с удлинением тоннеля. Это создает лучшие условия движения пешеходов, способствует устранению у них ощущения замкнутости, подземности. Увеличение высоты до 2,5—3 м можно рекомендовать для подземных пешеходных уровней и тоннелей, имеющих входы и выходы, оборудованные эскалаторами или движущимися тротуарами. Обычно пешеходные тоннели устраивают шириной 4, 6 или 8 м.

Если в подземном переходе предусматривается установка рекламных щитов или витрин, то ширина его увеличивается на 1 м с каждой стороны. Иногда устраивают местные уширения пешеходных тоннелей для размещения в них телефонов-автоматов, театральных касс, газетных киосков и т. п.

По своей планировке переход состоит из тоннелей, соединяющих углы городских магистралей. Входы в тоннели выполнены в виде открытых лестниц с тротуаров.

В конструктивном отношении пешеходные тоннели, служащие в качестве подходов коридоров или подземных переходов под улицами

магистралями, могут быть подразделены на тоннельную часть, камеры для лестничных спусков, дренажные перекачки, электрощитовые и служебные помещения, а также надлестничные павильоны.

Пешеходные тоннели возводят с применением сборной одно- или двухпролетной железобетонной обделки прямоугольного очертания высотой в свету 2,3 м (рис.4) с наружной гидроизоляцией.

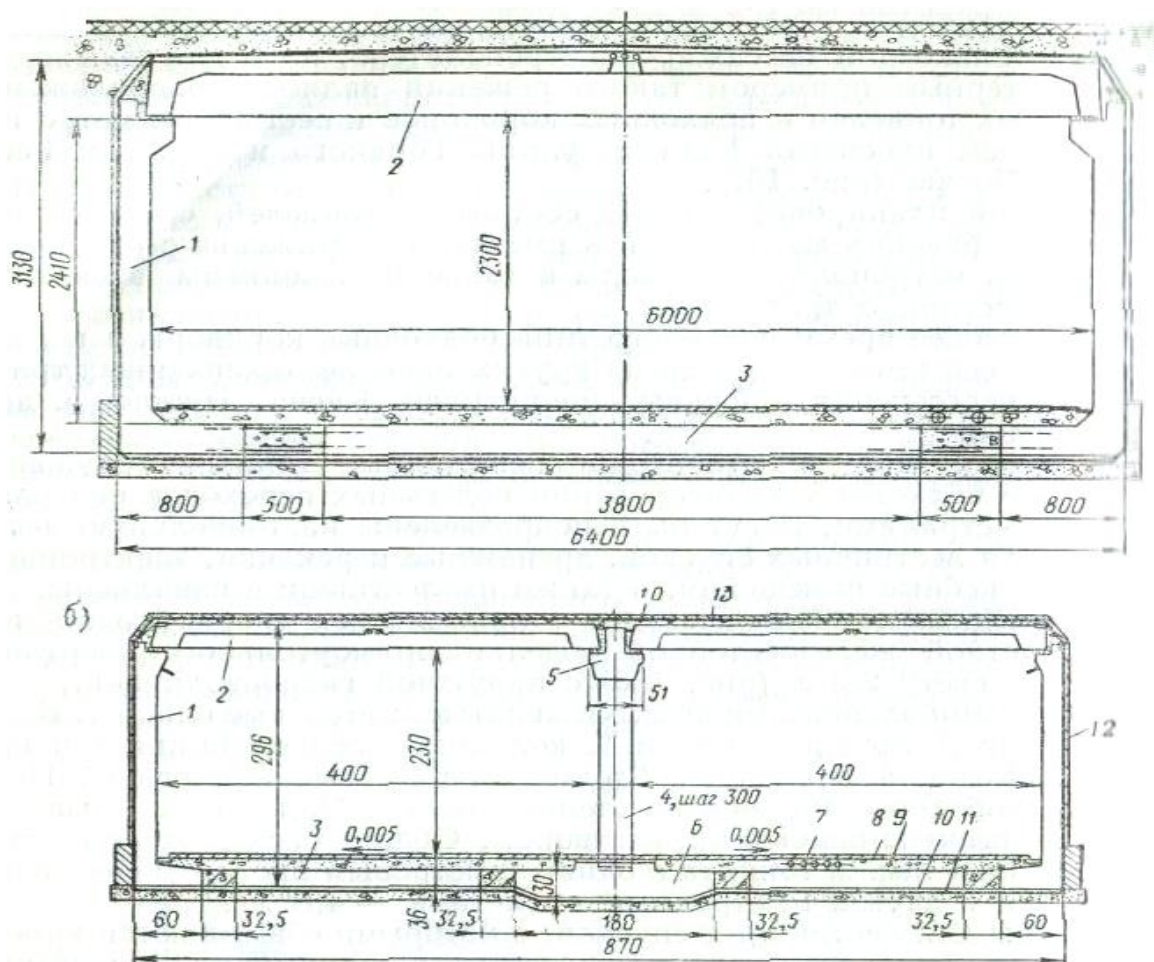


Рис. 4. Обделки пешеходных тоннелей:

а — однопролетная; б — двухпролетная; 1—стеновой блок; 2 —блок перекрытия; 3-- лотковый блок; 4 — колонна; 5 —прогон; 6 — подколонник; 7 —трубы; 8 — асфальт; 9 — монолитный бетон марки 75; 10 — цементный слой; 11 — гидроизоляция; 12 — защитная стенка из железобетонных плит; 13 — защитный цементный слой, армированный сеткой.

Основными элементами обделки являются: стеновые блоки 1, блоки перекрытия 2, лотковые блоки 3, колонны 4, подколонники 6 и прогоны 5. Лотковые и стеновые блоки в стыках омоноличивают. Перекрытие свободно опирается на стены и балки. Поперечные стыки заполняют песчано-

цементным раствором. Общий расход железобетона и бетона на 1 пог. м тоннеля с одним 6-метровым пролетом составляет 4,26м³, а с двумя 4-метровыми пролетами — 4,8 м³.

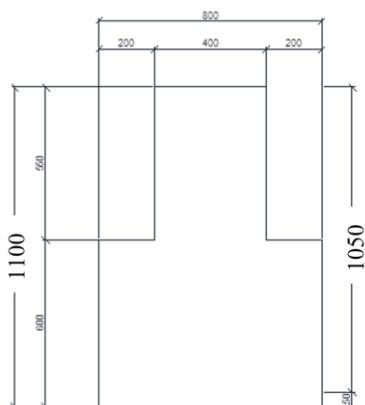
Камеры для лестничных спусков, с которыми совмещаются камеры дренажных перекачек, электрощитовые и служебные помещения, выполняют из сборного, сборно-монолитного или монолитного железобетона. Лестницы применяются из сборного железобетона с подлестничным подогревом тэнами.

Для защиты лестничных входов от ветра и атмосферных осадков в некоторых случаях устраивают наземные надлестничные павильоны из железобетона со стеклянными стенами с металлическими импостами.

Практическое занятие № 11

Расчет прочности по нормальным сечениям изгибаемых элементов таврового профиля. Расчет прочности железобетонной балки по наклонным сечениям. Расчет второстепенной балки монолитного железобетонного перекрытия

Расчет и конструирование неразрезного монолитного ригеля



Поперечное сечение ригеля

Расчетный пролет:

$$l_p = 6 - \frac{2}{3} \cdot a \cdot 2 = 6 - \frac{4}{3} \cdot 0,12 = 5,76 \text{ м.}$$

Определяем нагрузку на плиту перекрытия:

$$q_{rd} = Q_{rd} \cdot b_{б.п} = 146,24 \cdot 5,7 = 833,57 \text{ кН/м}^2.$$

Определяем максимальный изгибающий момент:

$$M_{max} = \frac{q_{rd} \cdot l_p^2}{12} = \frac{833,57 \cdot 5,76^2}{12} = 2304,65 \text{ кПа.}$$

Назначаем ширину ребра ригеля $b=400$ мм, принимаем $\alpha_m = 0,32$
Оптимальная высота сжатой зоны бетона:

$$d = \sqrt{\frac{M_{max}}{f_{cd} \cdot b \cdot \alpha_m}} = \sqrt{\frac{2304,65}{16,67 \cdot 400 \cdot 0,32}} = 1039,27 \approx 1050 \text{ мм},$$

Высота ригеля:

$$h = c + d = 50 + 1050 = 1100 \text{ мм}$$

Подбор сечения арматуры

$d=1050$ мм;

$$\alpha_m = \frac{M_{ED}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{2304,65}{0,4 \cdot 1,05^2 \cdot 16,67} = 0,314.$$

Относительная высота сжатой зоны:

$$\zeta = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,314} = 0,39 \text{ м};$$

Характеристика сжатой зоны бетона:

$$\omega = \alpha - 0,008 \cdot f_{cd} = 0,85 - 0,008 \cdot 16,67 = 0,72,$$

где $\alpha = 0,85$ для тяжелого бетона.

Граничная относительная высота сжатой зоны:

$$\zeta_{lim} = \frac{\omega}{1 + \frac{f_{yd}}{500} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,72}{1 + \frac{434,78}{500} \left(1 - \frac{0,72}{1,1}\right)} = 0,55.$$

Проверка выполнения условия на разрушение конструкции по 1-му случаю:

$$\zeta < \zeta_{lim}; 0,39 < 0,55.$$

Относительное значение плеча внутренней пары сил:

$$\eta = 1 - 0,5\zeta = 1 - 0,5 \cdot 0,39 = 0,805.$$

Определяем требуемую площадь сечения арматурной стали:

$$A_{s,тр} = \frac{M_{ED}}{f_{yd} \cdot d \cdot \eta} = \frac{2304,65 \cdot 10^3}{434,78 \cdot 10^6 \cdot 1,05 \cdot 0,805} \cdot 10^6 = 6271,19 \text{ мм}^2.$$

По СТБ 1704-2012 принимаем арматуру: $d = 32$ мм, $A = 804 \text{ мм}^2$, $n = 8$.

$$A_s = 6271,19 \cdot 8 = 6432 \text{ мм}^2.$$

$$\frac{A_s - A_{s,тр}}{A_s} \cdot 100\% = \frac{6432 - 6271,19}{6432} \cdot 100\% = 3,5\% < 5\% - \text{допустимо.}$$

Расчет прочности сечения

$$1) d = h - c = 1100 - 50 = 1050 \text{ мм};$$

$$2) \omega = \alpha - 0,008 \cdot f_{cd} = 0,85 - 0,008 \cdot 16,67 = 0,72,$$

Граничная относительная высота сжатой зоны:

$$3) \zeta_{lim} = \frac{\omega}{1 + \frac{f_{yd}}{500} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,72}{1 + \frac{434,78}{500} \left(1 - \frac{0,72}{1,1}\right)} = 0,55.$$

$$4) X_{lim} = \zeta_{lim} \cdot d = 0,55 \cdot 1050 = 577,5 \text{ мм}.$$

$$5) X = \frac{f_{yd} \cdot A_s}{f_{cd} \cdot b} = \frac{434,78 \cdot 6432}{16,67 \cdot 10^6 \cdot 400} = 419,39 \text{ мм}.$$

$$6) X < X_{lim}; 419,39 < 577,5 \rightarrow \text{условие выполняется.}$$

$$7) M_{RD} = f_{yd} \cdot A_s \cdot \left(d - \frac{X}{2}\right) = 434,78 \cdot 6432 \cdot \left(1,05 - \frac{0,41939}{2}\right) =$$

2349,92 кНм.

$$8) M_{RD} > M_{ED}, 2349,92 \text{ кНм} > 2304,65 \text{ кНм}.$$

Прочность обеспечена.

Практическое занятие № 12

Построение эпюры материалов железобетонного изгибаемого элемента.

Огибающие эпюры моментов неразрезных изгибаемых элементов.

Расчет сжатого железобетонного элемента по прочности

Построение огибающей эпюры моментов

Огибающая эпюра моментов для ригеля строится по значениям моментов в конкретных точках ригеля, найденных по следующей формуле:

$$M_{sd} = \beta \cdot q_{sd} \cdot l^2 \cdot b_{zn};$$

$$\beta = f\left(\frac{Q}{G}\right) = f\left(\frac{40,737}{46,317}\right) = f(0,88) \cong f(1)$$

$$\text{Обозначим } q_{sd} \cdot l^2 \cdot b_{zn} = 87,054 \cdot 4,9^2 \cdot 5,6 = K = 11705$$

$$\text{Тогда момент будет равен } M_{sd} = \beta \cdot K$$

Значение момента в различных точках ригеля представлены в таблице

Таблица значений моментов

№ пролета	№ точки	Доля пролета	β		К	M _{sd} , кНм	
			Снизу	Сверху		Снизу	Сверху
I	0	0.0l	0	0	11705	0	0
	1	0.2l	0.065	0	11705	761	0
	2	0.4l	0.09	0	11705	1053	0
	max	0.425l	0.091	0	11705	1065	0
	3	0.6l	0.075	0	11705	878	0
	4	0.8l	0.02	0	11705	234	0
	5	1.0l	0	-0.0715	11705	0	-837
II	5	0.0l	0	-0.0715	11705	0	-837
	6	0.2l	0.018	-0.02	11705	211	-234
	7	0.4l	0.058	+0.016	11705	679	187
	max	0.5l	0.0625	+0.0125	11705	732	146
	8	0.6l	0.058	+0.009	11705	679	105
	9	0.8l	0.018	-0.014	11705	211	-164
	10	1.0l	0	-0.0625	11705	0	-732
III	10	0.0l	0	-0.0625	11705	0	-732
	11	0.2l	0.018	-0.013	11705	211	-152
	12	0.4l	0.058	+0.013	11705	679	152
	max	0.5l	0.0625	+0.013	11705	732	152
	13	0.6l	0.058	+0.013	11705	679	152
	14	0.8l	0.018	-0.013	11705	211	-152
	15	1.0l	0	-0.0625	11705	0	-732

Расчёт колонны

Усилия действующие в колонне

$$V_{sd} = q_{sd} * b * l = 87.054 * 5.6 * 4.9 = 2388.76 \text{ кН}$$

$$V_{sd,lt} = q_d * b * l = 46.317 * 5.6 * 4.9 = 1270.94 \text{ кН}$$

Бетон и арматуру для стенового выбираем соответственно класса С60/75 ($f_{cd} = 40 \text{ МПа}$; $E_c = 39000 \text{ МПа}$; $f_{ctd} = 2.067 \text{ МПа}$) и S500 ($f_{sd} = 434.8 \text{ МПа}$).

Защитный слой для арматуры принимаем 50мм $c = c_1 = 50 \text{ мм}$.

При расчёте колонны предварительно принимаем сечение колонны 260x260 в мм.

Расчётная длина колонны

$$l_0 = l_{col} \cdot 0.7 = 2162 \cdot 0.7 = 1513.4 \text{ мм}$$

Случайный эксцентриситет принимаем равным

$$e_a = 10 \text{ мм}$$

Определяем гибкость колонны и необходимость учёта влияния коэффициента продольного изгиба:

$$\text{Радиус инерции} \quad i = \frac{h}{12} = \frac{260}{12} = 21.67 \text{ мм}$$

$$\text{Гибкость колонны} \quad \lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{1513.4}{21.67} = 70 \text{ мм}$$

Так как $\lambda = 70 (>14)$ то необходимо учитывать влияние коэффициента продольного изгиба

Эффективная расчётная длина колонны

$$k_{lt} = 1 + 0.5 \cdot \frac{V_{sd,lt}}{V_{sd}} \cdot \Phi(\infty, t) = 1 + 0.5 \cdot \frac{1270.94}{2388.76} \cdot 2 = 1.532$$

$$l_{eff} = l_0 \cdot \sqrt{k_{lt}} = 1513.4 \cdot \sqrt{1.532} = 1873.2 \text{ мм}$$

Коэффициент продольного изгиба φ определяем в зависимости от значений

$$\lambda_h = \frac{l_{eff}}{h} = \frac{1873.2}{260} = 7.2 \quad \text{и} \quad \frac{e_a}{h} = \frac{10}{260} = 0.038 \quad (\varphi = 0.90)$$

Требуемая площадь сечения арматуры

$$A_{s,tot} \geq \frac{\frac{V_{sd}}{\varphi} - \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot h}{f_{yd}} = \frac{\frac{2388760}{0.90} - 0.85 \cdot 40 \cdot 260 \cdot 260}{434.8} = 800 \text{ мм}^2$$

Принимаем армирование из 4 стержней $\varnothing 16$ мм.

Горизонтальное армирование принимаем конструктивно, стержни $\varnothing 5$ мм с шагом 200 мм

Практическое занятие № 13

Расчет предварительно напряженного железобетонного элемента по прочности и трещиностойкости

Подбор сечения продольной рабочей арматуры.

Принимаем бетон В40 $R_b = 22 \cdot 0,9 = 19,8$ МПа. Вид и класс арматуры - горячекатаная периодического профиля класса А-5

$$R_s = 680 \text{ МПа}; \quad R_{s,ser} = 785 \text{ МПа}$$

Значение P при механическом способе натяжения арматуры принимается равным $0,05\sigma_{sp}$, а при электротермическом способе натяжения определяется по формуле:

$$P = 30 + \frac{360}{l} = 30 + \frac{360}{4,8} = 105 \text{ МПа}$$

Значение предварительного напряжения принимаем:

$$\sigma_{sp} = 702 \text{ МПа}$$

Коэффициент точности натяжения:

$$\Delta \gamma_{sp} = 0,5 \frac{P}{\sigma_{sp}} \left(1 + \frac{1}{\sqrt{n_p}} \right) = 0,5 \frac{105}{680} \left(1 + \frac{1}{\sqrt{2}} \right) = 0,132$$

n_p - число стержней напрягаемой арматуры в сечении элемента.

$$\gamma_{sp} = 1 - \Delta \gamma_{sp} = 1 - 0,132 = 0,868$$

Предварительное значение потерь предварительного напряжения в пределах 30...40% от σ_{sp}

$$\sigma_{los} = 0,4\sigma_{sp} = 272 \text{ МПа}$$

$$\text{тогда: } \sigma_{sp2} = 408 \text{ МПа}$$

Характеристика сжатой зоны бетона

$$w = 0,85 - 0,008 \cdot R_b = 0,692 \text{ МПа}$$

$$\sigma_{sr} = R_s + 400 - \gamma_{sp} \cdot \sigma_{sp2} = 680 + 400 - 0,868 \cdot 408 = 725,8 \text{ МПа}$$

Граничное значение высоты сжатой зоны

$$\zeta_R = \frac{w}{1 + \frac{\sigma_{SR}}{500} \left(1 - \frac{w}{1,1}\right)} = \frac{0,692}{1 + \frac{725,8}{500} \left(1 - \frac{0,692}{1,1}\right)} = 0,45$$

$R_b b b_f h_f (h_0 - 0,5 h_f) = 616 kH > M = 242,9 kH$ граница сжатой зоны проходит в полке

$$\xi \cdot (1 - \xi/2) = \frac{M}{b h_0^2 R_b} = \frac{242,6}{19,8 \cdot 1,16 \cdot 365^2} = 0,08 \quad \zeta_R = 0,482$$

$$\gamma_{sb} = n - (n-1) \left(\frac{2\xi}{\zeta_R} - 1 \right) = 1,2 - (1,2-1) \left(\frac{2 \cdot 0,08}{0,482} - 1 \right) = 1,33 > 1,2$$

Площадь сечения продольной арматуры:

$$A_{Sp} = \frac{R_b \cdot b \cdot \xi \cdot h_0}{R_{Sp} \cdot \gamma_{sb}} = \frac{19,8 \cdot 1,16 \cdot 0,365 \cdot 0,08}{680 \cdot 1,2} = 821 \text{ мм}^2$$

Принимаем арматуру 2Ø25 мм². с площадью сечения 982 мм² и учитываем в расчёте нижние стержни 2Ø8

Несущая способность сечения

$$M = (\gamma_{s\sigma} \cdot R_{sp} \cdot A_{sp} + R_s h_s) \left(1 - \frac{\xi}{2}\right) h_0 = (1,2 \cdot 680 \cdot 982 + 225 \cdot 101) \cdot \left(1 - \frac{0,08}{2}\right) \cdot 365 = 288,74 \text{ кНм}$$

Расчёт плиты перекрытия по предельным состояниям второй группы

Расчётная нагрузка при расчёте плиты по предельным состояниям второй группы:

Полная:

$$q_{ser} = q_n b_f \gamma_f = 61,25 \cdot 1,2 \cdot 1 = 73,5 \text{ кН/м}$$

Длительно действующая:

$$q_{ser} = q_n \cdot b_f \cdot \gamma_f = 29,18 \cdot 1,2 = 35,016 \text{ кН/м}$$

кратковременная:

$$q_{ser} = q_n b_f \gamma_f = 20,39 \cdot 1,2 = 24,47 \text{ кН/м}$$

Усилие предварительного напряжения после проявления всех потерь

$$P = \gamma_{SP} \sigma_{SP2} A_{SP} - \sigma_S A_S - \sigma'_S A'_S = 360200 \text{ Н}$$

$$\sigma_{SP2} = \sigma_{SP} - \sigma_{los} = 500 - 220,17 = 279,83 \text{ МПа}$$

$$\sigma_S = \sigma_8 + \sigma_6 + \sigma_9 = 40 + 31,12 + 125,55 = 205,17 \text{ МПа}$$

$$\sigma'_S = 0$$

Эксцентриситет приложения P_2 относительно центра тяжести приведённого сечения:

$$y_{sp} = y_{red} - q_{sp} = 25,55 - 3,5 = 220,5 \text{ мм}$$

$$y_s = y_{red} - a_s = 25,55 - 2,5 = 230,5 \text{ мм}$$

$$e_{op} = \frac{\gamma_{sp} \sigma_{SP2} A_{SP} y_{sp} + \sigma'_S A'_S y_s - \sigma_S A_S y_s}{P_2} = \frac{0,899 \cdot 279,83 \cdot 821 \cdot 220,05 - 155,32 \cdot 101 \cdot 230,5}{384892} = 217,38$$

Таким образом для нижней грани:

$$M_{crc} = R_{bt,ser} W_{pl} + P_2 (e_{op} + r), \text{ где}$$

$$W_{pl} = \gamma \cdot W_{red} = 1,75 \cdot 10041,62 = 17572,84 \text{ мм}^3$$

$\gamma = 1,75$ для таврового сечения с полкой в сжатой зоне

$$r = \frac{W_{red}}{A_{red}} = \frac{10041,62}{1615,97} = 62,1 \text{ мм}$$

$$M_{crc} = 2,1 \cdot 17572,84 \cdot 10^3 + 448339,48 \cdot (220,15 + 62,1) = 163,45 \text{ кНм}$$

Момент действия нагрузки:

$$M_{q,ser} = \frac{q_{ser} l_0^2}{8} = \frac{43,86 \cdot 4,835^2}{8} = 128,2 \text{ кНм} < 163,45 \text{ кНм}$$

т.е трещины не образуются.

Практическое занятие № 14

Расчет изгибаемого железобетонного элемента по деформациям. Расчет центрально сжатого железобетонного фундамента. Расчет внецентренно сжатого железобетонного фундамента

Расчёт фундамента под колонну

Определим давление на фундамент

Расчётное сопротивление грунта $R_0 = 3.7$ Мпа.

Средний удельный вес материала фундамента и грунта на его ступенях $\rho_f = 25$ кН/м³.

Площадь подошвы фундамента

$$A_\phi = \frac{V_{sd}}{R_0 - \rho_f \cdot H} = \frac{2388.76}{3700 - 25 \cdot 0.65} = 0.65$$

Размеры подошвы фундамента

$$a_f = b_f = \sqrt{A_\phi} = \sqrt{0.65} = 0.325 \text{ м}$$

Принимаем 1м

Давление от грунта

$$q_{sd} = \frac{V_{sd}}{A_\phi} = \frac{2388.76}{1} = 2388.76 \text{ кПа} \leq R_0 = 3.7 \text{ МПа}$$

Расчёт рабочей арматуры подошвы фундамента

Для расчёта арматуры выберем два сечения на расстоянии от конца фундамента соответственно $l_1 = 0,3$ м, $l_2 = 0,37$ м.

$$M_1 = \frac{q \cdot l_1^2}{2} = \frac{2388.76 \cdot 0.3^2}{2} = 107.5 \text{ кНм}$$

$$M_2 = \frac{q \cdot l_2^2}{2} = \frac{2388.76 \cdot 0.37^2}{2} = 163.5 \text{ кНм}$$

Сечение 1-1

$$\xi \left(1 - \frac{\xi}{2}\right) = \frac{M_1}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{107.5}{40000 \cdot 1 \cdot 0.25^2} = 0.043$$

$$\xi = 0.043.$$

Тогда необходимая площадь стержней арматуры:

$$A_s = \frac{f_{cd} \cdot b \cdot \xi \cdot d}{f_{yd}} = \frac{40 \cdot 1000 \cdot 0.043 \cdot 250}{434.8} = 989 \text{ мм}^2$$

Принимаем для армирования 7 стержней $\varnothing 12$ с шагом 100мм и $A_s = 1018\text{мм}^2$

Сечение 2-2

$$\xi \left(1 - \frac{\xi}{2}\right) = \frac{M_2}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{163.5}{40000 \cdot 1 \cdot 0.6^2} = 0.0114$$

$$\xi = 0.0114.$$

Тогда необходимая площадь стержней арматуры:

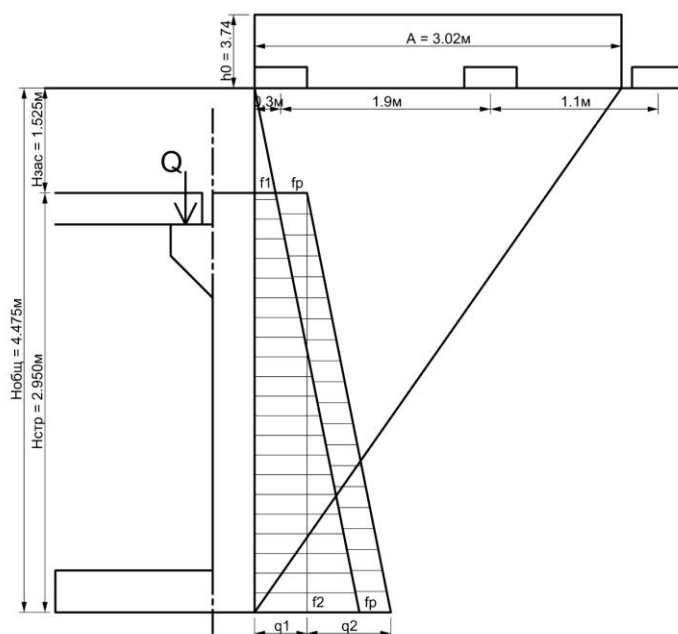
$$A_s = \frac{f_{cd} \cdot b \cdot \xi \cdot d}{f_{yd}} = \frac{40 \cdot 1000 \cdot 0.0114 \cdot 600}{434.8} = 629 \text{ мм}^2.$$

Армируем аналогично первому сечению.

Практическое занятие № 15

Расчет угловой железобетонной подпорной стенки

Расчёт стенового блока



Определение нагрузок

$$f_{\bar{\Gamma}} = \rho \cdot H_{\text{зас}} \cdot \text{tg}^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2}\right) = 18.5 \cdot 1.525 \cdot \text{tg}^2 \left(45 - \frac{22}{2}\right) = 12.8 \text{ кН/м}$$

$$A = \cdot H_{\text{общ}} \cdot \text{tg} \left(45 - \frac{\varphi}{2}\right) = 4.475 \cdot \text{tg} \left(45 - \frac{22}{2}\right) = 3.02 \text{ м}$$

$$q_{\kappa} = \frac{\Sigma P}{b \cdot s} = \frac{147 \cdot 2}{1.7 \cdot 2.5} = 69.2 \text{ кПа}$$

$$h_0 = \frac{q_k}{\rho} = \frac{69.2}{18.5} = 3.74 \text{ м}$$

$$f_p = \rho \cdot h_0 \cdot tg^2(45 - \frac{\varphi}{2}) = 18.5 \cdot 3.74 \cdot tg^2(45 - \frac{22}{2}) = 31.5 \text{ кН/м}$$

Расчёт нагрузок от q_1 .

$$q_1 = f_1 \cdot 1.35 + f_p \cdot 1.5 = 12.8 \cdot 1.35 + 31.5 \cdot 1.5 = 64.53 \text{ кН/м}$$

$$M_A = -\frac{q_1 \cdot l^2}{8} = -\frac{64.53 \cdot 2.8^2}{8} = 63.24 \text{ кНм}$$

$$R_A = \frac{5 \cdot q_1 \cdot l}{8} = \frac{5 \cdot 64.53 \cdot 2.8}{8} = 112.93 \text{ кН}$$

$$R_B = \frac{3 \cdot q_1 \cdot l}{8} = \frac{3 \cdot 64.53 \cdot 2.8}{8} = 67.76 \text{ кН}$$

Расчёт нагрузок от q_2 .

$$q_2 = f_2 \cdot 1.35 - f_1 \cdot 1.35 = 37.7 \cdot 1.35 + 12.8 \cdot 1.35 = 68.18 \text{ кН/м}$$

$$M_A = \frac{q_2 \cdot l^2}{12} = \frac{68.18 \cdot 2.8^2}{12} = 44.54 \text{ кН}$$

$$R_A = \frac{2 \cdot q_2 \cdot l}{5} = \frac{2 \cdot 68.18 \cdot 2.8}{5} = 76.36 \text{ кН}$$

$$R_B = \frac{q_2 \cdot l}{10} = \frac{68.18 \cdot 2.8}{10} = 19.09 \text{ кН}$$

Нагрузка на стеновой блок от плиты перекрытия $Q = 226.34 \text{ кН}$.

Эксцентриситет $e = 275 \text{ мм}$

Момент от нагрузки с эксцентриситетом:

$$M_A = \frac{Q_{sd} \cdot e}{2} = -\frac{226.34 \cdot 0.275}{2} = 31.12 \text{ кН}$$

$$M_B = -Q_{sd} \cdot e = -226.34 \cdot 0.275 = -64.24 \text{ кН}$$

Из представленной эпюры максимальный момент и поперечная сила будут в нижней части стенового блока.

$$M_{\max} = 63.24 + 44.54 - 64.24 = 43.54 \text{ кНм}$$

$$Q_{\max} = 112.93 + 76.36 = 189.29 \text{ Нм}$$

Расчёт стенки на срез

Бетон и арматуру для стенового выбираем соответственно класса С60/75 ($f_{cd} = 40$ МПа; $E_c = 39000$ МПа; $f_{ctd} = 2.067$ МПа) и S500 ($f_{sd} = 434.8$ МПа).

Защитный слой для арматуры принимаем 50мм $c = c_1 = 50$ мм.

Проверим сопротивляемость сечения поперечной силе $Q_{max} = 189.29$ Нм

$$d = h - c = 300 - 50 = 250 \text{ мм.}$$

$$Q_{rd} = f_{ctd} \cdot b \cdot d = 2.067 \cdot 1000 \cdot 250 = 516.75 > 226.34 \text{ кН}$$

Несущая способность сохраняется.

4.3 Расчёт стенки на изгиб и подбор арматуры

Расчетная длина стержня

$$l_0 = l \cdot 0,7 = 2800 \cdot 0,7 = 1960 \text{ мм}$$

$$l_0/h = 1960/300 = 6.53 < 10$$

Проверка на устойчивость не требуется

Определим эксцентриситет

$$e_0 = \frac{M_{max}}{Q_{sd}} = \frac{43.54}{226.34} = 0.192 \text{ м}$$

Случайный эксцентриситет принимаем 10мм

Определяем полный эксцентриситет

$$e = e_0 \cdot \eta + \frac{d - c_1}{2} + e_a = 192 \cdot 1 + \frac{250 - 50}{2} + 10 = 302 \text{ мм}$$

$$\alpha_n = \frac{Q_{sd}}{f_{ctd} \cdot b \cdot d} = \frac{226.34}{40 \cdot 1 \cdot 250} = 0.022634$$

$$\alpha_m = \frac{N \cdot e}{f_{ctd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{226.34 \cdot 302}{40 \cdot 1 \cdot 250^2} = 0.027342$$

$$\delta = \frac{c_1}{d} = \frac{50}{250} = 0.2$$

Площадь стержней находящихся как в сжатой так и растянутой зоне сечения будет равна:

$$A_s = \frac{f_{cd} \cdot b \cdot d}{f_{yd}} \cdot \frac{\alpha_m - \alpha_n \cdot (1 - \frac{\alpha_n}{2})}{1 - \delta} =$$

$$= \frac{40 \cdot 1000 \cdot 250}{434,8} \cdot \frac{0,027342 - 0,022634 \cdot (1 - \frac{0,022634}{2})}{1 - 0,2} = 143 \text{ мм}^2$$

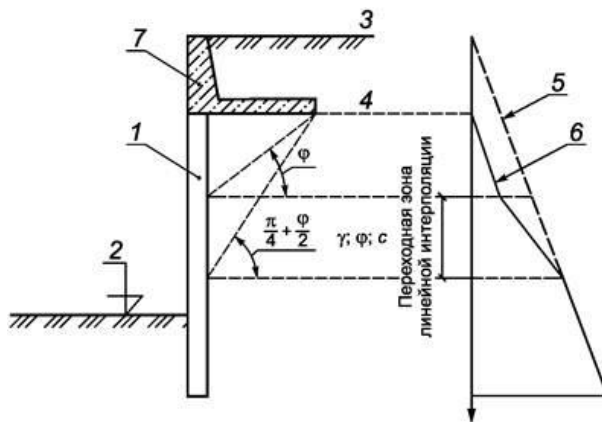
Для армирования 3х метрового стенового блока по высоте принимаем 20 стержней арматуры класса S500 Ø6 мм и $A_s = 568 \text{ мм}^2$, которые будут расположены с шагом 145 мм.

Для формирования каркаса конструктивно принимаем для поперечного армирования стенового блока арматуру S500 Ø3, которые будут расположены с шагом 150 мм.

Практическое занятие № 16

Расчет подпорной стенки с разгрузочной плитой

В качестве крепления подпорного сооружения допускается применять разгрузочные плиты, которые выполняются с целью снижения внутренних усилий в конструкции подпорного сооружения путем создания обратного изгибающего момента.



Построение эпюры активного давления грунта при наличии разгружающих элементов: 1 - подпорное сооружение; 2 - отметка разработки; 3 - поверхность А; 4 - поверхность В; 5, 6 - эпюры давления, соответствующие уровням поверхностей А и В соответственно; 7 - разгрузочная плита

Практическое занятие № 17

Расчет кирпичного столба с сетчатым армированием

Расчёт внецентренно сжатого кирпичного столба с сетчатым армированием может быть выполнен в программном комплексе SCAD, программа Камин

В соответствии с фактически принимаемыми проектными решениями заполняются исходные данные:

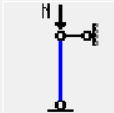

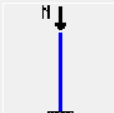
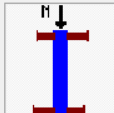
Расчетная высота в плоскости XoZ	Данные об армировании	Кривые взаимодействия
Общие данные	Конструкция	Расчетная высота в плоскости XoY
Коэффициент надежности по ответственности <input style="width: 50px;" type="text" value="1"/>		
Возраст кладки: <input type="radio"/> до года <input type="radio"/> более года Срок службы <input style="width: 50px;" type="text" value="50"/> лет		
Материалы		
Камень	<input style="width: 200px;" type="text" value="Кирпич глиняный пластического прессования Н=65 мм"/>	Марка камня <input style="width: 50px;" type="text" value="125"/>
Раствор	<input style="width: 200px;" type="text" value="Обычный цементный с минеральными пластификаторами"/>	Марка раствора <input style="width: 50px;" type="text" value="100"/>

Указываются геометрические характеристики столба, нагрузка на столб и величина эксцентриситета:

Расчетная высота в плоскости XoZ	Данные об армировании	Кривые взаимодействия
Общие данные	Конструкция	Расчетная высота в плоскости XoY
Сечение <div style="display: flex; align-items: center; margin-top: 10px;"> <div style="margin-right: 10px;"> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> </div> <div style="flex-grow: 1;"> </div> <div style="margin-left: 20px;"> b = <input style="width: 50px;" type="text" value="640"/> мм h = <input style="width: 50px;" type="text" value="380"/> мм </div> </div>		
Высота столба <input style="width: 50px;" type="text" value="3.9"/> м Продольная сила <input style="width: 50px;" type="text" value="451"/> кН Коэффициент длительной части нагрузки <input style="width: 50px;" type="text" value="1"/> <input checked="" type="checkbox"/> Учитывать собственный вес столба Объемный вес кладки <input style="width: 50px;" type="text" value="1.8"/> Т/м ³		Эксцентриситет продольной силы: <input checked="" type="radio"/> Вдоль оси Y <input type="radio"/> Вдоль оси Z <input type="radio"/> Косой изгиб Величина эксцентриситета <input style="width: 50px;" type="text" value="13"/> мм

Указываются параметры закрепления столба:

Расчетная высота в плоскости XoZ	Данные об армировании	Кривые взаимодействия
Общие данные	Конструкция	Расчетная высота в плоскости XoY

Другой

Перекрытия

сборные

монолитные (замоноличенные)

деревянные

Коэффициент расчетной высоты Вычислить

Расстояние между поперечными жесткими конструкциями м

При расчёте подбираются необходимые параметры армирования: класс арматуры, диаметр, шаг сеток и стержней в сетках:

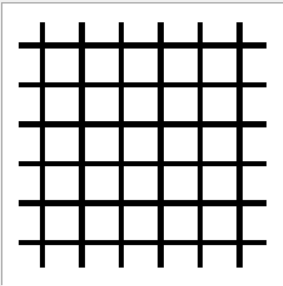
Общие данные	Конструкция	Расчетная высота в плоскости XoY
Расчетная высота в плоскости XoZ	Данные об армировании	Кривые взаимодействия

Тип сеток

Прямоугольные

"Зигзаг"

Базальтовая сетка СТЕКЛОНИТ



Класс арматуры

Диаметр мм

Шаг стержней в сетках мм

Число рядов кладки между сетками

Глава II. Лабораторные занятия

Лабораторная работа № 1

Конструктивные и технические особенности измерительных средств

Цель работы: ознакомиться с устройством и принципами действия традиционных измерительных средств, применяемых при лабораторных испытаниях строительных конструкций.

Задачи работы:

- ознакомиться с основными характеристиками применяемых при испытаниях конструкций измерительных средств;
- ознакомиться с принципиальными схемами и принципом действия применяемых измерительных средств;
- ознакомиться с правилами применения измерительных средств.

В процессе лабораторных испытаний строительных конструкций применяется ряд приборов, которые предназначены для измерения определённых величин, контролируемых при испытании (таблица 1).

Таблица 1 – Средства измерения и их основные характеристики

Средство измерения	Назначение	Цена деления (точность измерения)	Пределы измерения	База измерения
Тензомер Гугенбергера	измерение относительных линейных деформаций и определение механических напряжений в материале конструкции	0,001 мм	0,05 мм	20 мм, с удлинителем базы до 500 мм
Тензорезистор (Электрический тензомер)		0,01 мм/м*	1 мм*	5 – 50 мм*
Индикаторы	измерение линейных перемещений и деформаций	0,001..0,01 мм**	1..30 мм**	зависит от способа установки
Прогибомер Максимова	измерение прогибов	0,1 мм	не имеет	не имеет
Прогибомер Аистова		0,01 мм		
Клинометр Аистова	измерение угла поворота	6"	6°	не имеет

* – зависит от модели тензорезистора и преобразователя;

** – в зависимости от модели.

База измерения – начальное расстояние, изменение длины которого фиксируется при определении относительных линейных деформаций.

Ниже приведены конструктивные схемы и фотографии средств измерения.

Тензомер Гугенбергера

Жесткая станина 1 тензомера с одной стороны имеет острую неподвижную ножку, а с другой треугольный вырез для опирания призмы, являющейся малым плечом рычага первого рода 4. Верхняя часть этого рычага (плечо А) шарнирно, при помощи коромысла 2, соединена с другим рычагом (стрелкой) второго рода 3, прикрепленным шарнирно к станине 1. Расстояние между неподвижной ножкой и подвижной призмой называется базой измерения $S = 20$ мм.

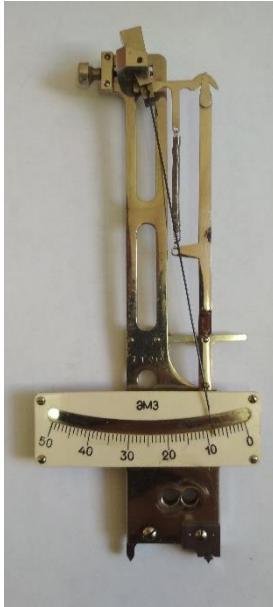


Рисунок 1 – Общий вид тензомера Гугенбергера

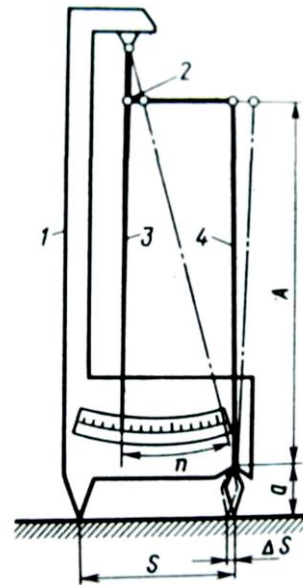


Рисунок 2 – Схема тензомера Гугенбергера

Относительная деформация материала определяется как отношение ΔS к S . А напряжения, возникающие в материале, могут быть получены умножением значения относительных деформаций на модуль упругости материала E .

Тензорезистор (Электрический тензомер)

Тензорезистор является датчиком, он представляет собой полоску бумаги или пластика с вклеенной в неё тонкой металлической проволокой диаметром до 0,05 мм. Тензорезистор одноразовый, он плотно приклеивается на поверхность исследуемой конструкции, а электрические выводы при помощи проводов специальным образом соединяются с измерительным прибором, например, Измерителем деформации цифровым (ИДЦ).

Непосредственно измеряемым параметром тензорезистора является его электрическое сопротивление (сопротивление проволоки). При растяжении или сжатии конструкции, тензорезистор и проволока внутри датчика так же растягиваются или сжимаются.

При растяжении проволоки, её длина увеличивается, а поперечное сечение уменьшается. Из курса физики нам известно, что чем больше длина проводника и меньше его диаметр, тем выше его сопротивление. Таким образом, существует пропорциональная зависимость между электрическим сопротивлением тензорезистора и относительной деформацией конструкции, на которую он приклеен.

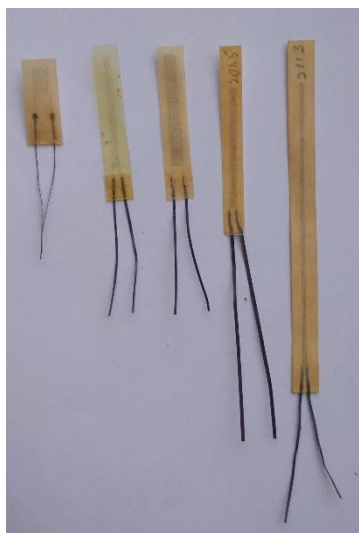


Рисунок 3 – Общий вид проволочных петлевых тензорезисторов

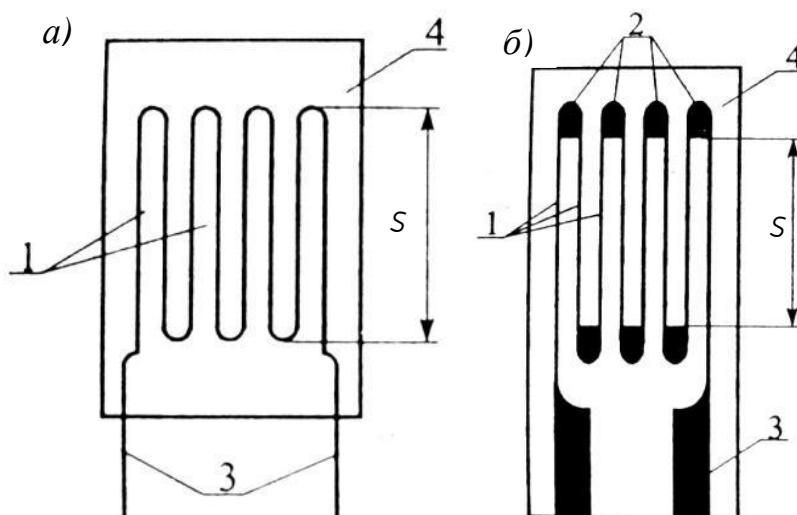


Рисунок 4 – Схема проволочного петлевого (а) и фольгового (б) тензорезисторов: 1 – тензочувствительные элементы; 2 – низкоомные перемычки; 3 – выводные контакты; 4 – подложка

Тензорезисторы выбираются по трём основным характеристикам:
сопротивлению R ;
базе измерений S ;
коэффициенту тензочувствительности K .

Индикаторы

Индикатор является самым универсальным из рассматриваемых в этой работе приборов. Он может быть использован как тензомер, как прогибомер или как клинометр, в зависимости от способа установки.

В корпусе 1 свободно перемещается в продольном направлении шток 2. В средней части штока имеется зубчатая нарезка, входящая в зацепление с шестеренкой 3, жестко соединенной с другой шестеренкой 4. Последняя входит в зацепление с шестеренкой 6, закрепленной на одной оси с большой стрелкой 5. Вращение с шестеренки 6 передается на шестеренку 7 и на малую стрелку 8.



Рисунок 5 – Индикатор часового типа (ИЧ) и его внутренне устройство со снятой задней крышкой

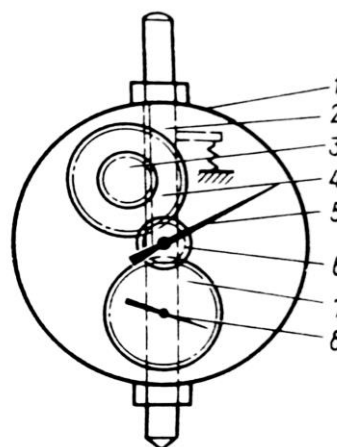


Рисунок 6 – Схема Многооборотной индикаторной головки (МИГ)



Рисунок 7 – Индикаторная головка (ИГ)



Рисунок 8 – Многооборотная индикаторная головка (МИГ)

Кратко принцип работы можно описать следующим образом: стрелки индикатора показывают величину, на которую перемещается шток относительно корпуса индикатора.

При отсутствии данных о характеристиках конкретного индикатора, цену деления шкал и пределы его измерения можно определить опытным путём. Цена деления шкалы большой стрелки всегда указана в центре основного циферблата.

Прогибомер Аистова

Прогибомер Аистова – Овчинникова (ПАО-6) закрепляется на жёстком основании непосредственно под точкой конструкции, вертикальное перемещение которой нам необходимо измерить. К конструкции крепится стальная проволока с подвешенной на конце с гирей 3, при этом проволока перекидывается через ролик 2, который находится с тыльной части прогибомера. Таким образом, при перемещении исследуемой точки конструкции, проволока проворачивает ролик 2, который жёстко соединён с шестерёнкой 1, которая в свою очередь находится в зацеплении с шестернями 4, 5 и 6. На каждой шестерни 1, 5 и 6 закреплена стрелка, каждая из которых показывает значения прогиба в см, мм и мкм соответственно.

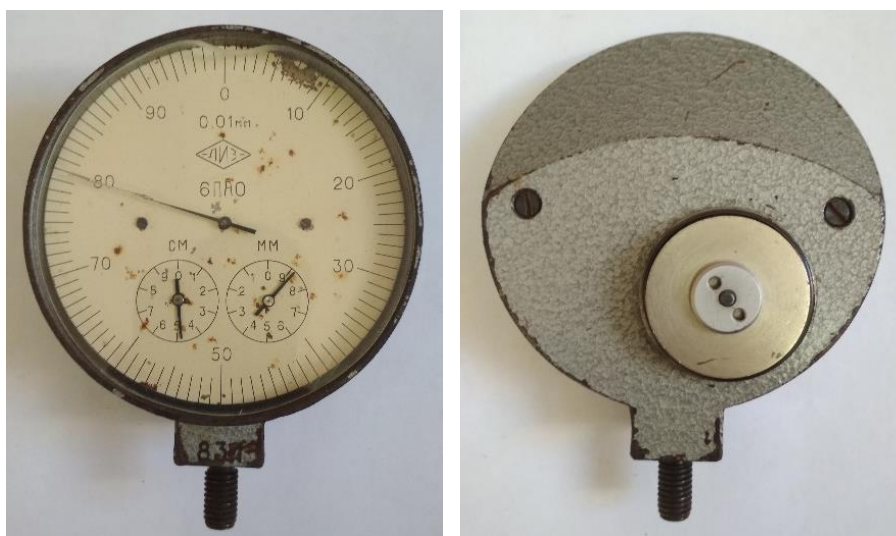


Рисунок 9 – Общий вид прогибомера Аистова



Рисунок 10 – Внутренне устройство прогибомера Аистова

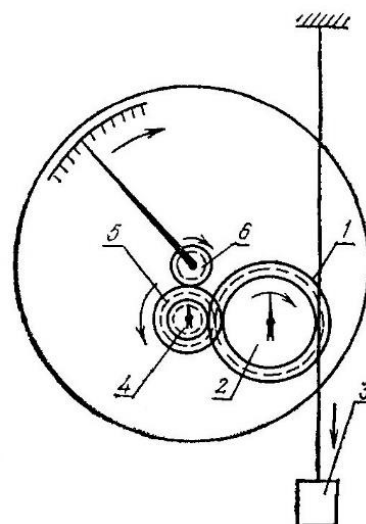


Рисунок 11 – Схема прогибомера Аистова

Особенностью прибора является высокая точность и неограниченный диапазон измерений.

Особенность конструкции в виде проволоки, которая перекинута через блок в том, что груз на конце проволоки создаёт постоянное натяжение проволоки, исключая тем самым дополнительную погрешность от возможного растяжения проволоки.

Прогибомер Максимова

Принцип установки и работы прогибомера Максимова (ПМ-3) аналогичен прогибомеру Аистова.



Рисунок 12 – Общий вид прогибомера Максимова

Прогибомер Максимова является менее дорогостоящим, менее прихотливым и менее точным аналогом прогибомера Аистова. Его основное отличие – точность измерения которая составляет 0,1мм.

Клинометр Аистова

Клинометр Аистова КА-4 состоит из латунного корпуса 1, внутри которого подвешен тяжёлый маятник 2 электроизолированный от корпуса, заканчивающийся веслом 6. При изменении угла наклона прибора маятник отклоняется под действием силы тяжести. Корпус до определённого уровня заполнен маслом. Весло маятника погружено в масло, что не даёт маятнику реагировать на мелкие вибрации во время измерений.

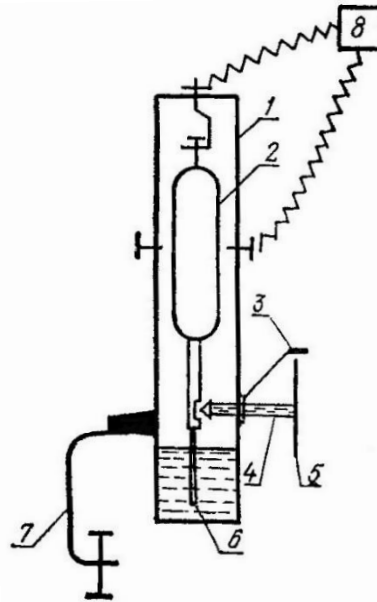


Рисунок 13 – Схема клинометра Аистова

Прибор крепится при помощи трубки 7 к конструкции. Для снятия нулевого отсчёта вращается микрометрический винт 4, до касания с маятником 2. В момент касания замыкается электрическая цепь с лампочкой 8 – снимается отсчёт по лимбу 5. 3 – неподвижная стрелка.

После нагружения конструкции маятник отклоняется, и электрическая цепь размыкается. После чего необходимо снова вращать микрометрический винт 4, до момента зажигания лампочки 8 и снова снять отсчёт по лимбу 5.

Таким образом, по разнице отсчёта лимба можно вычислить угол поворота конструкции.

В выводе необходимо обобщить изученный в лабораторной работе материал, перечислить изученные в лабораторной работе измерительные средства, а также отразить их основные особенности.

Лабораторная работа № 2

Оценка надежности и достоверности экспериментальных данных

Цель работы: Произвести обработку результатов серии испытаний с помощью методов математической статистики. Оценить надёжность и достоверность экспериментальных данных.

Задачи работы:

- *определить среднее значение измеренной величины;*
- *оценить изменчивость измеренной величины;*
- *построить гистограмму и полигон распределения измеренной величины;*
- *отсеять недостоверные значения измеренной величины;*
- *оценить изменчивость среднего арифметического измеряемой величины;*
- *выполнить оценку сходимости расчетного и опытного значения измеряемой величины.*

Одной из основных целей проведения эксперимента (испытания конструкции) является сравнение значений величин, полученных путём предварительного расчёта конструкции со значениями, полученными непосредственно при испытании. А при отсутствии расчётного значения изучаемой величины – получение действительного значения изучаемой величины максимально приближенного к истинному.

Значения измеряемых характеристик изменяются от одного опыта к другому, эта изменчивость обусловлена неидеальными условиями проведения каждого эксперимента, такими как:

- *непостоянство физико-механических характеристик материалов;*
- *слабозаметные различия геометрических размеров опытных образцов;*
- *неизбежные погрешности показаний контрольно-измерительных приборов;*
и др.

Для того чтобы уменьшить влияние неидеальных условий и повысить надёжность результатов эксперимента, испытание необходимо провести несколько раз при одинаковых условиях.

Полученные в результате нескольких испытаний экспериментальные данные необходимо подвергнуть статистической оценке.

Статистическая оценка экспериментальных данных представляет собой комплекс несложных вычислений в результате которых решается две задачи:

- 1) является ли результат каждого отдельного испытания достоверным или его следует признать неудовлетворительным;
- 2) проверяется сходимость расчетного значения величины с опытным (достоверность опытного значения). Оценивается надёжность полученного действительного значения величины.

В случае ограниченного количества испытаний (ограниченной выборки), полученные значения в совокупности подчиняются закону распределения Стьюдента.

При количестве испытаний стремящимся к бесконечности закон распределения Стьюдента стремится к нормальному закону распределения (распределение Гаусса).

Порядок статистической оценки экспериментальных данных

В данном разделе описана методика статистической оценки малой выборки экспериментальных данных (менее 30 значений).

- 1) Вычисляем среднее значение измеренной величины.

$$\bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^n x_i}{n}$$

где x_i – значение полученное в результате каждого испытания;
 n – количество испытаний.

Вычисленное среднее значение может быть принято в качестве действительного значения измеряемой величины. При увеличении количества экспериментальных данных среднее (действительное) значение стремится к математическому ожиданию M (истинному значению измеряемой величины).

- 2) Вычисляем среднюю изменчивость изучаемой величины – **Среднеквадратическое отклонение.**

$$s = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\Delta x_i^2)}{n - 1}}$$

где Δx_i – отклонение каждого измеренного значения от среднего арифметического: $\Delta x_i = \bar{x} - x_i$.

Среднеквадратическое отклонение s характеризует степень разброса полученных экспериментальных значений (изменчивость) изучаемой величины относительно среднего арифметического.

- 3) Строим гистограмму и полигон распределения результатов измерений.

Для начала необходимо определиться с интервалами варьирования. Величина интервала варьирования может быть принята равной среднеквадратическому отклонению s .

Заполняется таблица 1.

Таблица 1 – исходные данные для построения гистограммы распределения

Интервалы в общем виде	от $\bar{x} - 3s$ до $\bar{x} - 2s$	от $\bar{x} - 2s$ до $\bar{x} - s$	от $\bar{x} - s$ до \bar{x}	от \bar{x} до $\bar{x} + s$	от $\bar{x} + s$ до $\bar{x} + 2s$	от $\bar{x} + 2s$ до $\bar{x} + 3s$
Численные значения интервалов						
Количество значений попавших в интервалы, n_x						

По данным таблицы строится гистограмма распределения экспериментальных данных. В центре оси абсцисс устанавливается среднее значение \bar{x} , влево и вправо от него откладываются указанные выше интервалы. По оси ординат откладываются количество значений, попавших в эти интервалы (рис. 1).

После построения гистограммы по центрам вершин её столбцов строится полигон распределения изучаемой величины.

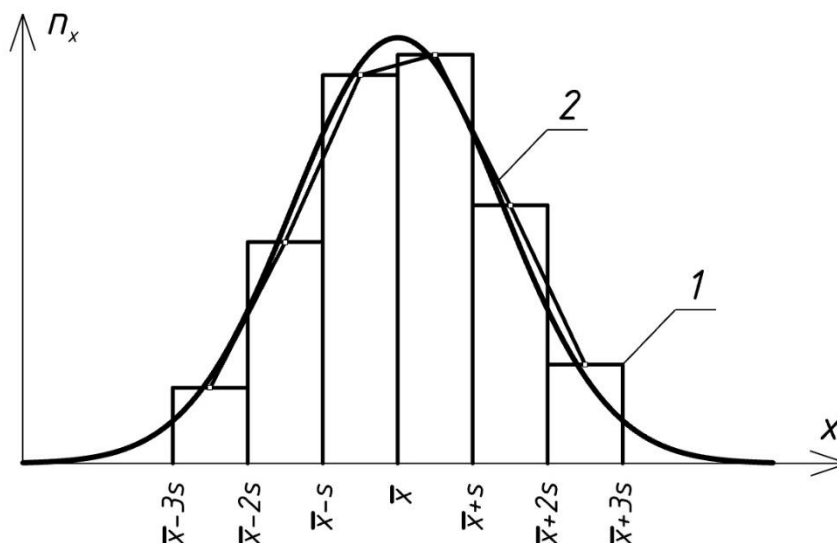


Рисунок 1 – Гистограмма (1), полигон (2) и аппроксимированная кривая распределения (3) изучаемой величины

4) Среди полученных результатов необходимо выявить и **отсеять anomalно большие и малые (недостовверные) значения результатов эксперимента**. Такие результаты могут быть получены по причине грубых промахов в процессе проведения испытания.

Существует несколько методов выявления *недостовверных значений*. Воспользуемся методом определения максимального относительного отклонения:

Для начала необходимо задаться доверительной вероятностью (гарантированной обеспеченностью) наших вычислений. Примем значение доверительной вероятности $P = 95\%$. Таким образом, результатом, который может встретиться с вероятностью $\alpha = 100\% - P = 5\%$ (уровень значимости), можно пренебречь.

Отдельный опытный результат признается *недостовверным* и отбрасывается, если он не удовлетворяет неравенству:

$$(\bar{x} - s \cdot \tau_{\alpha}) \leq x_i \leq (\bar{x} + s \cdot \tau_{\alpha})$$

где τ_{α} – квантиль распределения максимального относительного отклонения (определяется по таблице 2).

Таблица 2 – квантиль распределения максимального относительного отклонения для *двухсторонней критической области*

n	Уровень значимости α			n	Уровень значимости α		
	10%	5%	1%		10%	5%	1%
3	1.41	1.41	1.41	12	2.23	2.39	2.66
4	1.65	1.69	1.72	13	2.26	2.43	2.71
5	1.79	1.87	1.96	14	2.30	2.46	2.76
6	1.89	2.00	2.13	15	2.33	2.49	2.80
7	1.97	2.09	2.27	16	2.35	2.52	2.84
8	2.04	2.17	2.37	17	2.38	2.55	2.87
9	2.10	2.24	2.46	18	2.40	2.58	2.90
10	2.15	2.29	2.54	19	2.43	2.60	2.93
11	2.19	2.34	2.61	20	2.45	2.62	2.96

Строим границы, определённые неравенством, на уже построенной гистограмме распределения результатов испытания (рис. 2). Делаем заключение об отсеивании недостоверных результатов.

Прикладной смысл:

Результаты, вероятность получения которых составляет менее $\alpha = 5\%$, считаются недостоверными и отсеиваются.

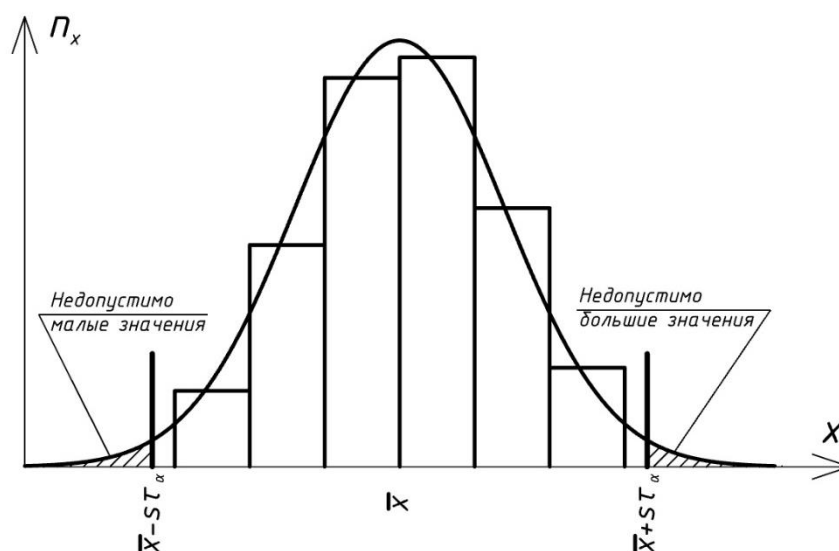


Рисунок 2 – границы недопустимо малых и недопустимо больших значений измерений

5) Проводим статистическую оценку **сходимости расчётного и опытного значения** изучаемой величины при доверительной вероятности $P = 95\%$.

Для этого необходимо вычислить ошибку среднего арифметического.

$$m_M = \frac{s}{\sqrt{n - 1}}$$

Ошибка среднего арифметического m_M характеризует отклонение полученного среднего арифметического \bar{x} (действительного опытного значения) от математического ожидания M (истинного значения).

Сходимость признаётся удовлетворительной с доверительной вероятностью P , если расчётное значение M_{col} , которое может быть принято в качестве математического ожидания M (истинного значения), удовлетворяет неравенству:

$$(\bar{x} - t_\alpha \cdot m_M) \leq M_{col} \leq (\bar{x} + t_\alpha \cdot m_M)$$

где t_α – коэффициент Стьюдента, зависящий от доверительной вероятности (определяется по таблице 3).

Таблица 3 – коэффициенты Стьюдента для двухсторонней критической области

n	Значение доверительной вероятности P			n	Значение доверительной вероятности P		
	90%	95%	99%		90%	95%	99%
2	6.31	12.71	63.66	12	1.80	2.2	3.11
3	2.92	4.30	9.92	13	1.78	2.18	3.08
4	2.35	3.18	5.84	14	1.77	2.16	3.11
5	2.13	2.78	4.60	15	1.76	2.14	2.98
6	2.02	2.57	4.03	16	1.75	2.13	2.95
7	1.94	2.45	3.71	17	1.75	2.12	2.92
8	1.89	2.36	3.50	18	1.74	2.11	2.90
9	1.86	2.31	3.36	19	1.73	2.10	2.88
10	1.83	2.26	3.25	20	1.73	2.09	2.86
11	1.81	2.23	3.17	∞	1,64	1,96	2,58

Строим границы, определённые неравенством, на уже построенной гистограмме распределения результатов испытания (рис. 3). Делаем заключение о сходимости результатов испытания и расчёта. Делаем заключение об истинном значении измеряемой величины.

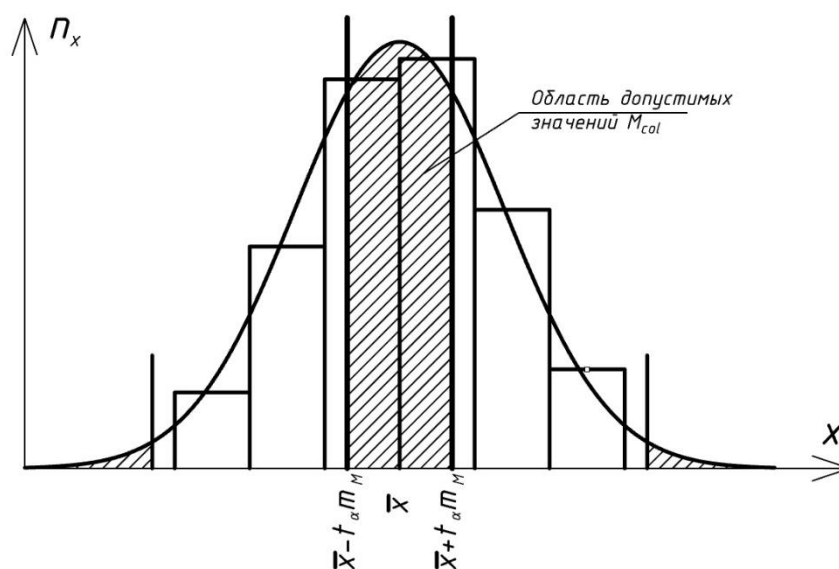


Рисунок 3 – Границы области допустимых значений M_{col}

Прикладной смысл:

- 1) Если расхождение между средним экспериментальным значением \bar{x} и значением, полученным в результате вычислений M_{col} , составляет менее $t_\alpha m_M$, то сходимость при заданном значении доверительной вероятности P признаётся удовлетворительной, а среднее экспериментальное значение \bar{x} признаётся достоверным.
- 2) При неизвестном значении M_{col} , истинное значение измеряемой величины (математическое ожидание M) находится в пределах абсолютной погрешности $\pm t_\alpha m_M$ от среднего арифметического значения \bar{x} с доверительной вероятностью P . Значения $\pm t_\alpha m_M$ и P характеризуют надёжность экспериментальных данных.

В **выводе** необходимо обобщить изученный в лабораторной работе материал, отразить среднее значение измеренной величины, погрешность и доверительную вероятность с которой была определена эта величина.

Лабораторная работа № 3

Определение основных прочностных характеристик бетона. Классы и марки бетона

Цель работы: Изучить порядок определения кубиковых и призмочных прочностей бетона.

Задачи работы:

- *определить кубиковую прочность бетона при испытании на сжатие;*
- *построить гистограмму распределения экспериментальных данных;*
- *определить марку и класс бетона при испытании на сжатие;*
- *определить расчётное и нормативное сопротивление бетона;*

Определение прочностных характеристик бетона

Порядок определения прочностных характеристик бетона регламентирует ГОСТ 10180.

Кубиковая прочность бетона на сжатие нормируется по результатам испытания серии образцов размером 150x150x150 мм (рис 1). Однако на практике также используют кубики с гранью размером 100 и 70 мм. При испытании на сжатие фиксируется разрушающая нагрузка $N_{u,i}$. После чего вычисляется значение кубиковой прочности по результатам каждого испытания:

$$f_{c,cube i} = \alpha \cdot \frac{N_{u,i}}{A}, \text{ МПа}$$

где A – площадь поперечного сечения образца, мм²;
 α – масштабный коэффициент, принимается равным:
для кубиков с гранью 70 мм $\alpha = 0,85$;
для кубиков с гранью 100 мм $\alpha = 0,95$;
для кубиков с гранью 150 мм $\alpha = 1,00$.

Как ни парадоксально, при испытании бетона на сжатие образец разрушается от растягивающих внутренних усилий. При сжатии бетонный образец как бы «расползается» в стороны. Прочность бетона на растяжение приблизительно в 10 раз меньше чем на сжатие, из-за чего боковые участки образца начинают отслаиваться в стороны от центрального. Препятствуют этому силы трения между образцом и плитами пресса. Усилия от трения распространяются вглубь образца под углом α . Именно поэтому остатки образца после разрушения имеют форму двух пирамид.

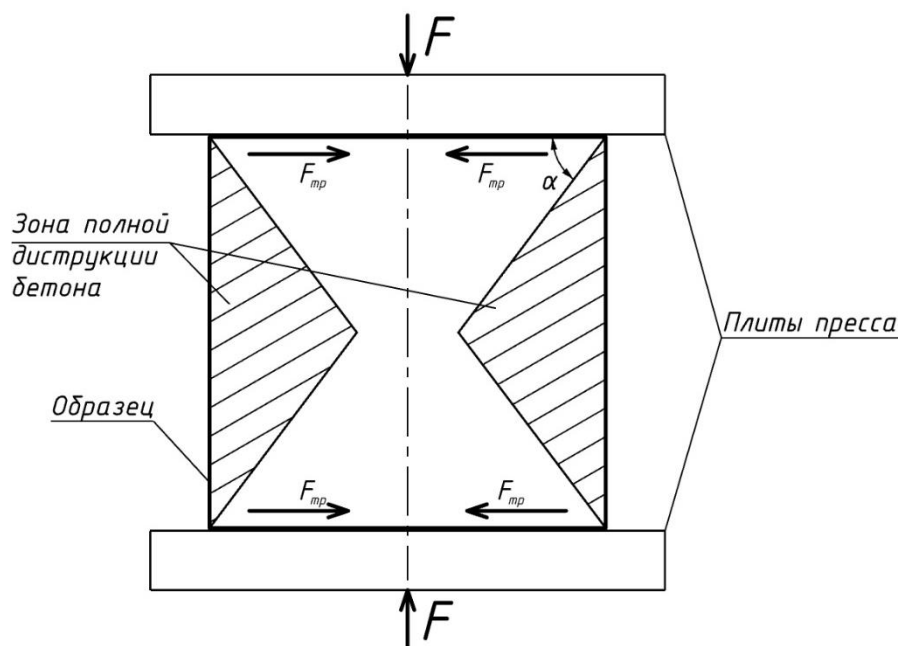


Рисунок 1 – Схема испытания бетонного кубика на сжатие: $F_{тр}$ – сила трения на границе соприкосновения образца и плиты пресса, удерживающая бетон от разрушения

По результатам испытания образцов полученные значения прочности $f_{c,cube i}$ обрабатывают с использованием методов математической статистики.

Детальную статистическую обработку экспериментальных данных мы уже выполняли с вами в лабораторной работе №2, поэтому, если вы что-то забыли обратитесь к странице 12 настоящего пособия.

Вычисляем среднее значение кубиковой прочности бетона $f_{cm,cube}$:

$$f_{cm,cube} = \frac{\sum_{i=1}^n f_{c,cube i}}{n}, \text{ МПа}$$

Вычисляем среднеквадратическое отклонение s :

$$s = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\Delta f_{c,cube i})^2}{n - 1}}, \text{ МПа}$$

Таблица 1 – исходные данные для построения гистограммы распределения

Интервалы в общем виде	от $f_{cm,cube} - 2s$ до $f_{cm,cube} - s$	от $f_{cm,cube} - s$ до $f_{cm,cube}$	от $f_{cm,cube}$ до $f_{cm,cube} + s$	от $f_{cm,cube} + s$ до $f_{cm,cube} + 2s$
Численные значения интервалов				
Количество значений попавших в интервалы, n_x				

Строим гистограмму распределения экспериментальных данных (рис. 2).

При выборе бетона для проектирования конструкций одно из решающих значений имеет Класс бетона по прочности. Ранее пользовались понятием среднего значения прочности – Маркой бетона по прочности.

Марка бетона – среднее значение кубиковой прочности бетона, определяется с гарантированной обеспеченностью в **P = 50%**. Пример обозначения **M400** (400 кгс/см² – кубиковая прочность).

Также существуют марки бетона по водонепроницаемости и по морозостойкости, их не следует путать с маркой по прочности.

Класс бетона – количественная величина, характеризующая качество бетона, определяется с гарантированной обеспеченностью в **P = 95%**.

Сегодня можно встретить как старое обозначение класса бетона **B30** (30 МПа – $f_{c, cube}^G$ – кубиковая прочность), так и новое **C25/30** (25 МПа – f_{ck} – призменная прочность, 30 МПа – $f_{c, cube}^G$ – кубиковая прочность).

Вычисляем коэффициент вариации:

$$V = \frac{s}{f_{cm, cube}}$$

Значение гарантированной кубиковой прочности бетона вычисляется по формуле:

$$f_{c, cube}^G = f_{cm, cube} \cdot (1 - t_{\alpha} V), \text{ МПа}$$

где t_{α} – коэффициент Стьюдента, зависящий от количества измерений и доверительной вероятности, для **односторонней** критической области принимается:

При вычислении гарантированной кубиковой прочности по упрощённой методике допускается применять коэффициенты Стьюдента как для большого количества измерений:

при доверительной вероятности P = 90% $t_{\alpha} = 1,282$;

при доверительной вероятности **P = 95%** $t_{\alpha} = 1,645$, принимаем;

при доверительной вероятности P = 99% $t_{\alpha} = 2,326$.

Нормативная призменная прочность бетона при осевом сжатии может быть приблизительно вычислена по формуле:

$$f_{ck} = f_{c, cube}^G \cdot 0,8, \text{ МПа}$$

При испытании призменных образцов разрушающая нагрузка, а значит и прочность, приблизительно на 20% ниже, чем при испытании кубических образцов. Это обусловлено тем что из-за относительной высоты образца в зоне разрушения призмы силы трения о поверхности плит пресса практически полностью теряют своё влияние.

По результатам расчёта определяем класс бетона C.../...

Вычисляем расчётную прочность бетона:

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c, \text{ МПа}$$

где γ_c – коэффициент безопасности для бетона. В соответствии с СНБ 5.03.01-02 для железобетонных конструкций принимается равным 1,5.

На гистограмме **численно** откладываем полученные значения $f_{cm\ cube}$, $f_{c, cube}^G$, f_{ck} и f_{cd} .

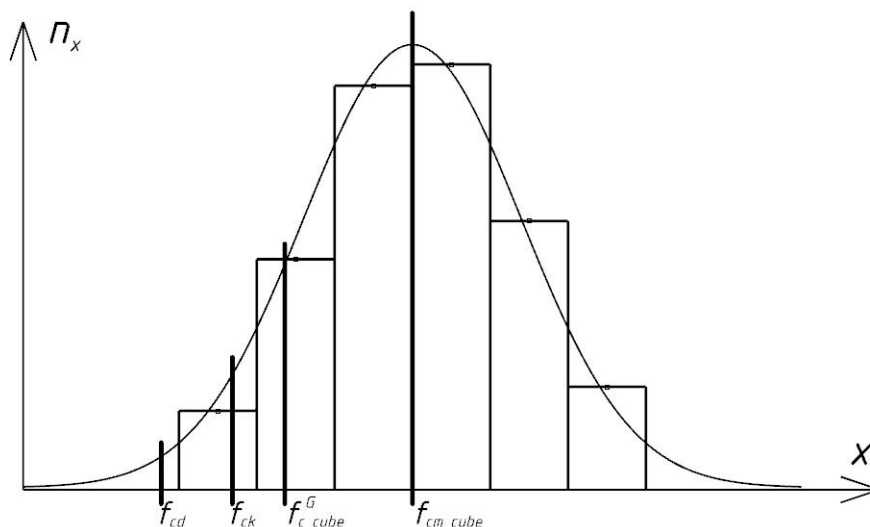


Рисунок 2 – гистограмма распределения экспериментальных значений прочностей бетона

Среднюю прочность бетона на растяжение при изгибе можно приблизительно вычислить по формуле:

$$f_{ctm} = 0,23 \cdot \sqrt[3]{f_{cm,cube}^2}, \text{ МПа}$$

В **выводе** необходимо обобщить изученный в лабораторной работе материал, отразить значение средней прочности бетона на сжатие и растяжение, указать класс бетона, а также расчётное значение прочности бетона.

Лабораторная работа № 4

Определение деформативных характеристик бетона. Модули упругости и деформаций

Цель работы: Изучить порядок определения модуля упругости и модуля деформации бетона.

Задачи работы:

- изучить особенности начального модуля упругости и модуля деформации бетона;
- определить расчётный модуль упругости бетона.

Порядок определения жёсткостных характеристик бетона регламентирует ГОСТ 24452.

Модуль упругости бетона при сжатии нормируется по результатам испытания призм размером 150x150x600 мм (рис.3).

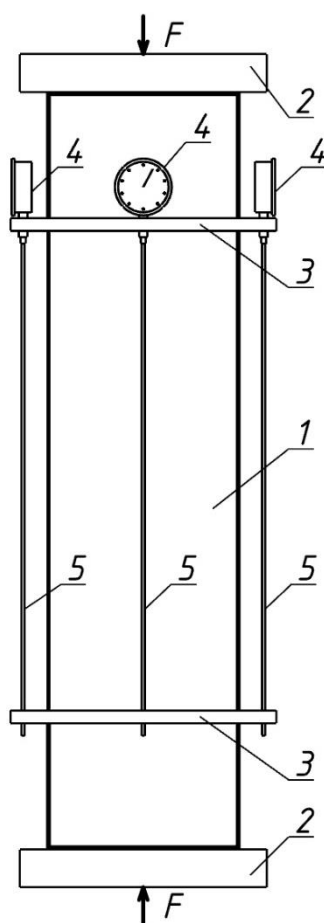


Рисунок 3 – Схема испытания бетонной призмы на сжатие:
 1 – образец; 2 – плиты пресса; 3 – Рамки для крепления индикаторов;
 4 – индикаторы; 5 – спицы (удлинители баз)

При испытании образца в форме призмы вокруг него устанавливается четыре индикатора на каждой грани призмы. Дело в том, что верхняя и нижняя грани призмы не всегда идеально параллельны, кроме того, идеально установить образец по центру пластин пресса (по оси приложения нагрузки) практически невозможно. При сжатии призмы всегда будет возникать эксцентриситет. Поэтому при испытании показания индикаторов немного отличаются друг от друга, а для анализа принимается среднее значение по всем трём индикаторам. За базу измерения при определении относительных деформаций в данном случае принимается расстояние между рамками для крепления индикаторов (позиция 3 на рисунке 3).

Бетон, как материал, всегда имеет в своём составе огромное количество микропор. Вокруг микропор образуются концентрации напряжений, что вызывает локальные микроразрушения внутри структуры бетона (рис. 4а).

Из-за того, что в процессе сжатия бетонной призмы внутри неё постоянно происходят локальные разрушения, график напряжённо-деформированного состояния бетона $\sigma(\epsilon)$ не имеет выраженного прямолинейного участка (рис. 4б), как это наблюдалось, например, в металле. Поэтому для определения деформативных характеристик бетона вводятся понятия начального модуля упругости, модуля полной деформации и расчётного модуля упругости.

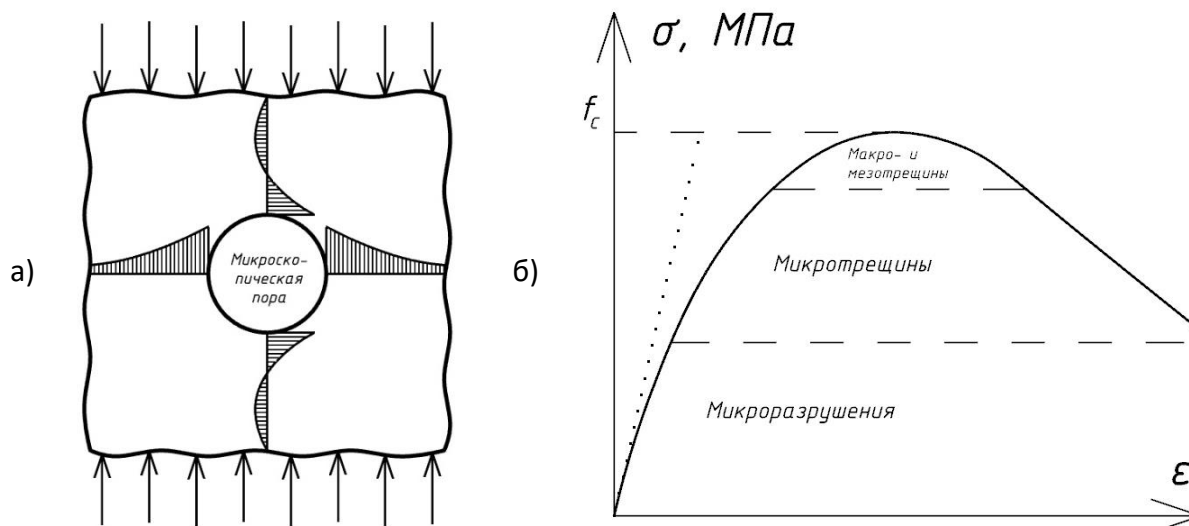


Рисунок 4 – Микроразрушения в бетоне при сжатии: а – концентрации напряжений вокруг микропор, б – диаграмма состояния бетона по О. Я. Бергу

Начальный модуль упругости определяется как тангенс угла наклона касательной к началу диаграммы $\sigma(\epsilon)$. Также он может быть приблизительно вычислен по формуле:

$$E_{c0} = 43000 \cdot f_{cm,cube} / (21 + f_{cm,cube}), \text{ МПа}$$

Вычисляем начальный модуль упругости по значениям, полученным в результате испытания кубических образцов.

Модуль полной деформации имеет переменное значение и определяется как тангенс угла наклона касательной в каждой точке диаграммы $\sigma(\epsilon)$ или как первая производная:

$$E_c = d\sigma/d\epsilon, \text{ МПа}$$

Расчётный модуль упругости, в соответствии с СНБ 5.03.01-02 принимается как тангенс угла наклона секущей в точке диаграммы $\sigma(\epsilon)$, которая соответствует значению напряжения равному 40% от прочности бетона f_c или средней прочности бетона f_{cm} (при серии испытаний):

$$E_{cm} = 0,4 \cdot f_{cm} / \epsilon_{0,4f_{cm}}, \text{ МПа}$$

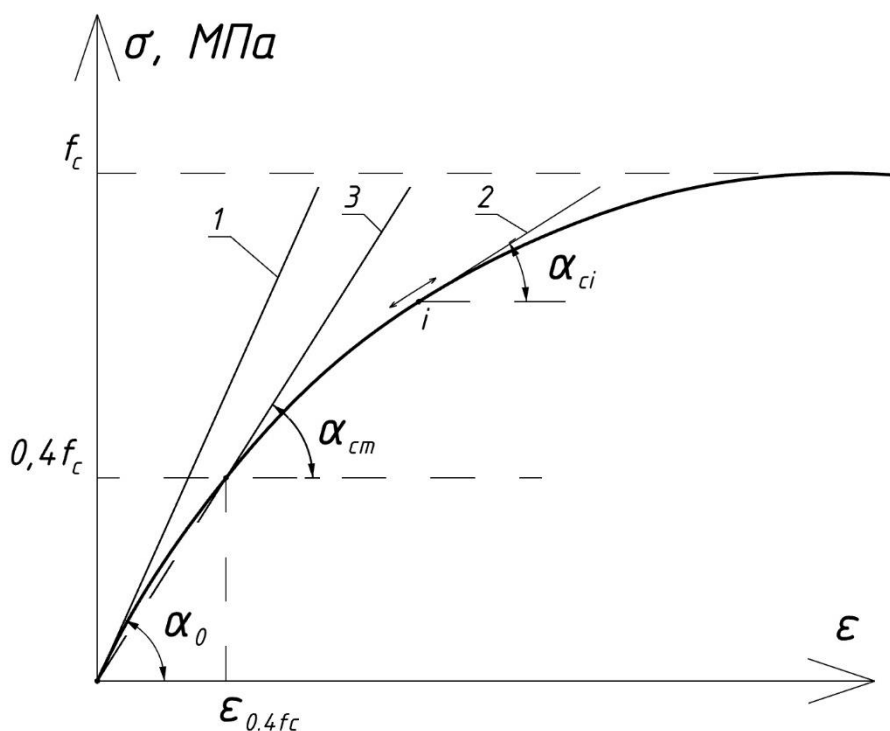


Рисунок 5 – Диаграмма $\sigma(\epsilon)$ полученная при испытании образца в форме призмы:
 1 – касательная для определения начального модуля упругости;
 2 – плавающая касательная для определения полного модуля деформации;
 3 – секущая для определения расчётного модуля упругости

В выводе необходимо обобщить изученный в лабораторной работе материал, отразить значение начального модуля упругости.

Лабораторная работа № 5

Определение основных физико-механических характеристик арматурных сталей. Определение класса стали

Цель работы: Изучить классификацию арматуры. Определить механические характеристики арматуры по результатам испытания.

Задачи работы:

- *изучить классификацию арматуры;*
- *провести испытание стального арматурного стержня на растяжение до разрушения;*
- *произвести обработку полученного графика напряжённо-деформированного состояния;*
- *получить расчётные значения прочности и модуля упругости древесины.*

Арматуру в железобетонных конструкциях устанавливают преимущественно для восприятия растягивающих усилий и усиления бетона в сжатых зонах конструкций.

Арматура, устанавливаемая по расчету, называется рабочей; устанавливаемая по конструктивным и технологическим соображениям – монтажной.

Таблица 1 – Разновидности арматуры, изготавливаемой по СТБ

Общие характеристики арматуры	Классы прочности арматуры по СТБ						
	S240	S500		S540	S800	S1200	S1400
Предел текучести, МПа	240	500		540	800	1200	1400
Диаметр, мм	6-40	4-40	4-5,5	16-36	10-40	10-40	3-8
Наличие площадки текучести	+			-			
Способ изготовления	горячая прокатка	определяется изготовителем	холоднодеформированная	горячая прокатка упрочнённая вытяжкой	горячая прокатка термически упрочнённая	горячая прокатка термически упрочнённая	холодное волочение
Способ применения	непреднапрягаемая			преднапрягаемая			
Форма поверхности	гладкая	+		+			+
	периодического профиля		+		+	+	+
По виду поставки	стержневая	+	+		+	+	
	проволочная			+			+
Нормативный документ	СТБ 1704		СТБ 1341	СТБ 1701	СТБ 1706		
Ссылка на схему профиля		рис. 1,2		рис. 3	рис. 1	рис. 1	рис. 4

Помимо указанной выше арматуры, изготавливаемой по СТБ, в Республике Беларусь также могут применять арматуру, изготовленную по следующим стандартам:

- ГОСТ 13840-68 – Арматура канатная, СССР (К7);
- ТУ 14-4-22-71 – Арматура канатная, СССР (К19);
- ГОСТ 6727-80 – Арматура проволочная, СССР (ВР-I изготавливает БМЗ, г. Жлобин);
- ГОСТ 5781-82 – Арматура стержневая, СССР (А240 и А400 изготавливает БМЗ, г. Жлобин);
- ГОСТ 10884-94 – Арматура стержневая, Россия (Ат800 изготавливает БМЗ, г. Жлобин);
- ГОСТ 7348-81 – Арматура проволочная, СССР (В-II и ВР-II) и др.

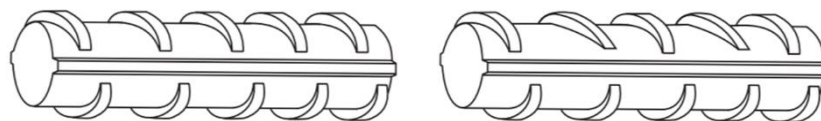


Рисунок 1 – Общий вид периодического профиля арматуры: серповидный профиль Ø6-40 S500, S800 и S1200



Рисунок 2 – Общий вид периодического профиля арматуры: специальный профиль Ø4-16 S500

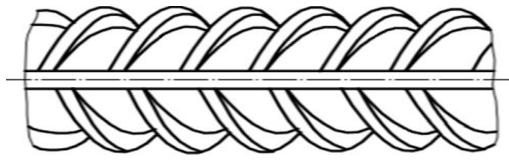


Рисунок 3 – Общий вид периодического профиля арматуры: кольцевой профиль S540

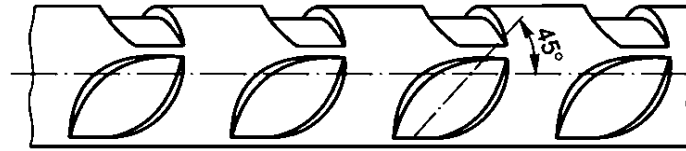


Рисунок 4 – Общий вид периодического профиля арматуры: специальный периодический профиль S1400

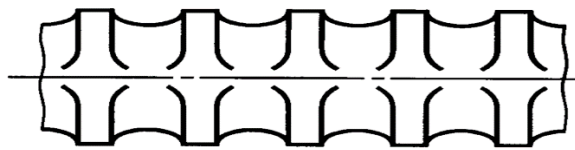


Рисунок 5 – Общий вид периодического профиля арматуры: арматура проволочная BP-I (ГОСТ 6727-80), класс S500, Ø3-5 мм, твёрдая сталь

Прочностные и деформативные характеристики арматурных сталей устанавливаются по диаграмме $\sigma(\epsilon)$, получаемой по результатам испытания образцов из мягкой или твердой стали на растяжение (рис. 6).

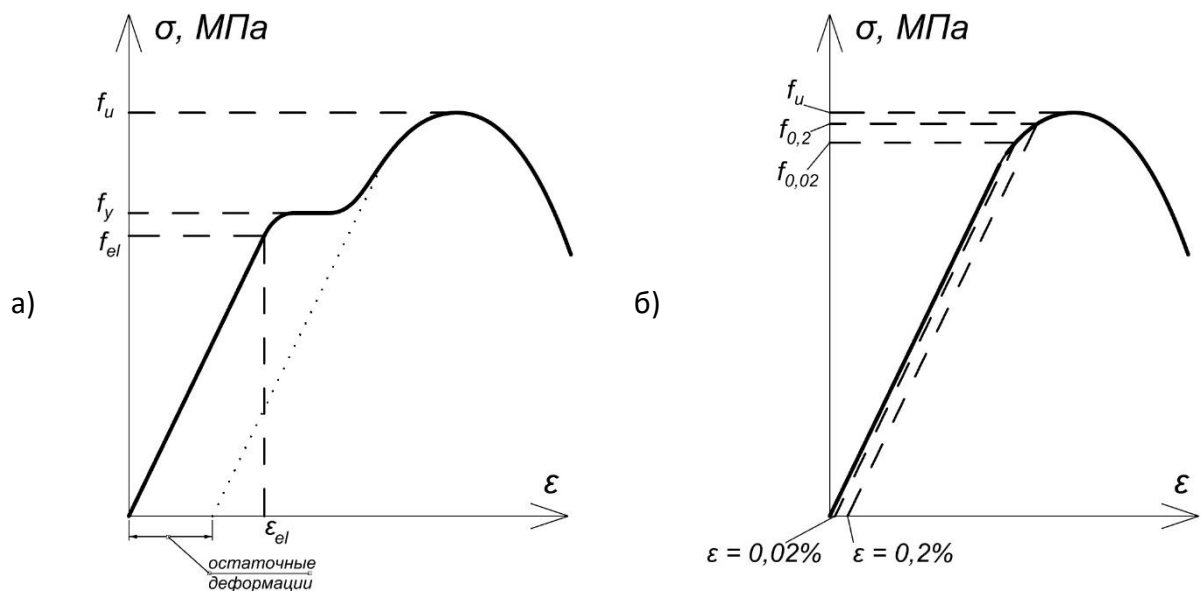


Рисунок 6 – Диаграммы напряжённо-деформированного состояния при растяжении образцов арматуры: а – мягкая сталь, б – твёрдая сталь

Для преднапряжённых конструкций используется арматура только с условным пределом текучести, так как в таких конструкциях не допускаются пластические деформации арматуры.

Одним из способов упрочнения арматуры является способ её вытяжки в холодном состоянии. Арматура с физическим пределом текучести растягивается с таким усилием, чтобы она преодолела предел текучести, но не достигла временного сопротивления. После чего нагрузка снимается, и арматура возвращается в исходное состояние с остаточными деформациями (пунктирная линия на рисунке ба). После такой процедуры эта арматура уже характеризуется как арматура из твёрдой стали с условным пределом текучести и с возможностью использования в преднапряжённых конструкциях.

f_{el} – предел упругости.

f_y – физический предел текучести.

f_u – временное сопротивление.

$f_{0,02}$ – условный предел упругости (если в момент достижения материалом условного предела упругости полностью снять нагрузку, то после не полного возвращения образца в начальное состояние, его остаточные деформации составят 0,02%).

$f_{0,2}$ – условный предел текучести (если в момент достижения материалом условного предела текучести полностью снять нагрузку, то после не полного возвращения образца в начальное состояние, его остаточные деформации составят 0,2%).

Помимо стальной также может применяться композитная арматура, наибольшее распространение имеет её разновидность – стеклопластиковая арматура.

Стеклопластиковая арматура – стержень, представляющий собой пучок стеклянных волокон с навивкой из того же материала. Волокна скрепляются посредством пропитывания их полимерным связующим.

Преимущества и недостатки стеклопластиковой арматуры по сравнению с металлической приведены ниже.

Преимущества:

- высокая предельная прочность;
- коррозионная стойкость;
- малый вес;
- низкая теплопроводность;
- не проводит электричество, не имеет экранирующих свойств.

Недостатки:

- низкая жёсткость ($E \approx 50$ ГПа);
- не поддаётся изгибу под малым радиусом;
- малый предел прочности на срез (≈ 150 МПа);
- хрупкий характер разрушения;
- низкая теплостойкость ($\approx 200^\circ\text{C}$);
- необходимость использования специальных средств защиты при обработке.

Особенности:

- соединение стержней только вязкой;
- прочность на сжатие в 2 раза меньше, чем на растяжение;
- высокая гибкость. Как правило поставляется в бухтах.



Рисунок 7 – Общий вид стеклопластиковой арматуры

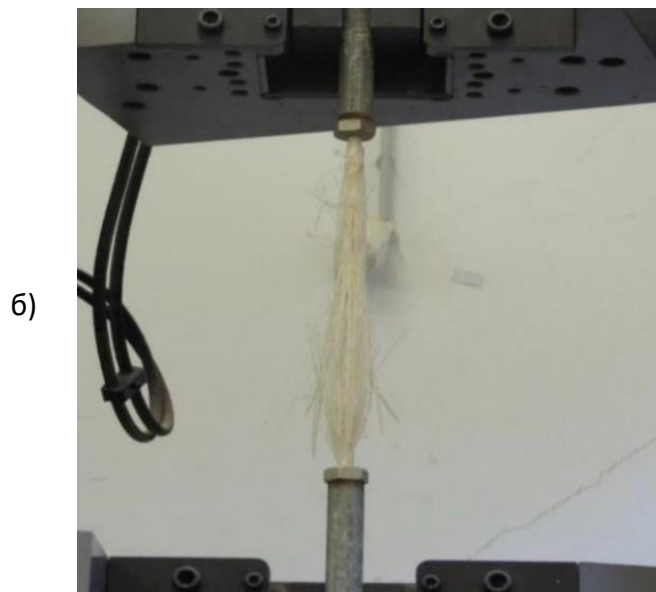
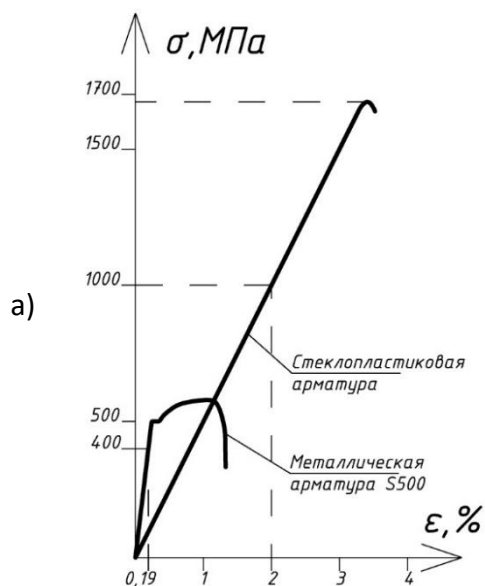


Рисунок 8 – Испытание стеклопластикового арматурного стержня на растяжение:
а – диаграмма напряжённно-деформированного состояния; б – общий вид арматуры после разрушения

Проведение испытания металлической арматуры

Испытание образцов арматуры проводится в соответствии с ГОСТ 12004-81

Перед испытанием определяют начальную рабочую длину образца l_0 и площадь поперечного сечения A_s .

Нагружение образца ведут ступенями. Каждая ступень должна составлять не более 10% от ожидаемой разрушающей нагрузки. После каждой ступени нагружения образец выдерживается под нагрузкой не менее 10 секунд. Во время испытания фиксируются значения нагрузки создаваемой прессом N_i и удлинение образца Δl_i .

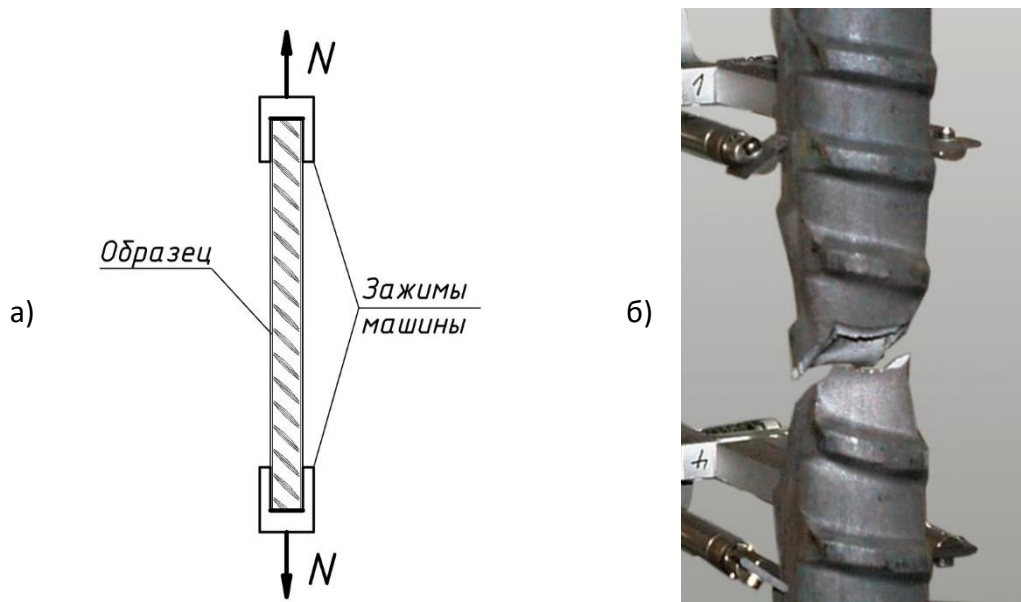


Рисунок 9 – Испытание металлического арматурного стержня на растяжение:
а – схема испытания; б – место разрыва арматуры

Обработка результатов испытания

По данным полученным в результате испытания мягкой арматурной стали строится график $N(\Delta l)$.

На графике необходимо обозначить следующие критические нагрузки:

- *усилие, соответствующее пределу упругости N_{el} ;*
- *усилие, соответствующее пределу текучести N_y ;*
- *максимальное усилие перед разрывом N_u .*

Вычисляем предел упругости:

$$f_{el} = \frac{N_{el}}{A_s}, \text{ МПа}$$

Вычисляем предел текучести:

$$f_y = \frac{N_y}{A_s}, \text{ МПа}$$

Вычисляем временное сопротивление:

$$f_u = \frac{N_u}{A_s}, \text{ МПа}$$

Нормативное сопротивление арматуры f_{yk} получается по результатам серии испытаний. Результаты испытаний обрабатываются методами математической статистики (см. Лабораторная работа № 2). Нормативные значения получаются с односторонней гарантированной обеспеченностью 95%.

Значение f_{yk} в результате каждого испытания принимают равными наименьшему контролируемому значению:

- для стержневой арматуры, высокопрочной проволоки и арматурных канатов – физическому пределу текучести f_y или условному пределу текучести $f_{0,2}$;
- для обыкновенной арматурной проволоки – условному пределу текучести $f_{0,2} = 0,75 \cdot f_u$.

Расчетное сопротивление арматуры растяжению вычисляют делением нормативного сопротивления на соответствующий коэффициент по безопасности:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}, \text{ МПа}$$

где γ_s – коэффициент безопасности для арматурных сталей. В соответствии с СНБ 5.03.01-02 принимается равным:

- 1,10 – для арматуры классов S240 и S400;
- 1,15 – для арматуры диаметром 6–22 мм класса S500;
- 1,20 – для арматуры диаметром 4–5 мм и 25–40 мм класса S500;
- 1,20 – для преднапрягаемой арматуры.

Модуль упругости арматурной стали вычисляется по формуле:

$$E_s = \frac{f_{el}}{\varepsilon_{el}}, \text{ МПа}$$

где ε_{el} – относительное удлинение при достижении предела упругости f_{el} , вычисляется по формуле $\varepsilon_{el} = \frac{(\Delta l_{el})}{l_0}$, мм/м. l_0 примем равным 100 мм.

Определяем предел упругости f_{el} , предел текучести f_y , временное сопротивление f_u , нормативное f_{sk} и расчётное f_{yd} сопротивления, модуль упругости E_s .

На графике необходимо обозначить нагрузку N_{yd} , при которой арматура достигает предела расчётного сопротивления f_{yd} . $N_{yd} = f_{yd} \cdot A_s$.

Аналогично по данным полученным в результате испытания твёрдой арматурной стали может быть построен график $N(\Delta l)$ и определены значения усилий, соответствующих условному пределу упругости $N_{0,02}$ и условному пределу текучести $N_{0,2}$.

Условный предел упругости вычисляется по формуле:

$$f_{0,02} = \frac{N_{0,02}}{A_s}, \text{ МПа}$$

Условный предел текучести вычисляется по формуле:

$$f_{0,2} = \frac{N_{0,2}}{A_s}, \text{ МПа}$$

В выводе необходимо обобщить изученный в лабораторной работе материал, отразить нормативное и расчётное значения сопротивления арматуры растяжению и значение модуля упругости арматуры.

Лабораторная работа № 6

Испытание железобетонной балки на изгиб с разрушением по нормальному к продольной оси элемента сечению

Цель работы: Изучить напряжённо-деформированное состояние железобетонной балки на всех стадиях её работы, включая стадию разрушения по сечению нормальному к продольной оси элемента.

Задачи работы:

- *изучить стадии напряжённо-деформированного состояния железобетонной балки;*
- *ознакомиться со схемой испытания балки;*
- *ознакомиться с характером деформации и разрушения балки;*
- *определить опытный и расчётный прогиб балки в середине пролёта;*
- *определить опытный и расчётный изгибающий момент появления первых трещин;*
- *определить опытный и расчётный разрушающий изгибающий момент;*
- *сравнить опытные и расчётные значения.*

Теория сопротивления железобетона строится на опытных данных и на законах механики и исходит из действительного напряженно-деформированного состояния конструкции на различных стадиях её нагружения.

При испытании железобетонной балки на изгиб по мере увеличения нагрузки поперечное сечение поочерёдно достигает предельных значений I, II и III классов напряжённо-деформированного состояния (НДС). Различают также стадию Ia и два варианта разрушения балки на III стадии.

- Стадия I – Упругая работа сечения до появления трещин;
- Стадия Ia – Упруго-пластическая работа сечения до появления трещин (Конечный этап стадии I);
- Стадия II – Появление и развитие трещин в растянутой зоне бетона;
- Стадия III – Разрушение элемента.

Таблица 1 – Очерёдность развития стадий НДС в железобетонной балке

№	Эпюры нормальных напряжений	Описание
I		<p>напряжения в растянутой зоне имеют значения меньше чем предел прочности бетона на растяжение. Растягивающие усилия в нижней части балки воспринимаются бетоном и арматурой совместно. Работа балки считается упругой. Эпюры сжатой и растянутой зоны близки по форме к треугольным</p>
IA		<p>с увеличением нагрузки напряжения в бетоне растянутой зоны сечения быстро достигают предела прочности бетона на растяжение. При этом в растянутой зоне сечения развиваются пластические деформации, а в сжатой зоне бетон продолжает испытывать преимущественно упругие деформации. Эпюра растянутой зоны бетона близка к прямоугольной. Эпюра сжатой зоны – к треугольной</p>
II		<p>появление трещин в растянутой зоне бетона. По мере развития трещин бетон растянутой зоны начинает выключаться из работы. Растягивающее усилие в нижней части балки воспринимается преимущественно арматурой</p>
III*		<p>первой предельно допустимых напряжений достигает арматура. Разрушение носит пластический характер (нормально армированное сечение). При дальнейшем нагружении балки, арматура преодолевает предел текучести и продолжает растягиваться. В определённый момент нагружения сжатая зона бетона достигает предела прочности на сжатие, и балка разрушается окончательно</p>
		<p>первым предельно допустимых напряжений достигает бетон сжатой зоны. Разрушение носит хрупкий характер (сечение переармировано). Наиболее опасный вид разрушения в виду моментальности его наступления</p>

* - Характер разрушения нормального сечения при достижении стадии III зависит от величины армирования сечения.

Проведение испытания

Перед началом испытания необходимо провести обследование балки:

- определить геометрические характеристики испытываемой балки и зафиксировать их в таблице 2;
- убедиться в правильности установки и работы измерительного оборудования;
- оценить соответствие расчётной схемы балки её фактическому креплению на установке;
- выявить наличие дефектов.

Таблица 2 – Геометрические размеры и армирование балки

Наименование величины	Обозначение	Размерность	Численное значение
Высота сечения	h	мм	
Ширина сечения	b	мм	
Длина балки	l	мм	
Расчётный пролёт балки	l_0	мм	
Диаметр арматуры в растянутой зоне	\varnothing	мм	
Площадь поперечного сечения арматуры в растянутой зоне	A_s	мм ²	
Защитный слой арматуры в растянутой зоне	c	мм	

Испытательный стенд представляет собой основание с двумя шарнирными опорами, одна из которых подвижна. На стенде закреплена железобетонная балка прямоугольного сечения. В центре пролёта установлен прогибомер, также прогибомеры устанавливаются над узлами опирания по концам балки (рис. 2). Расположенные над опорами прогибомеры позволяют учесть вертикальные перемещения от деформаций узлов опирания.

Нагружение балки происходит при помощи домкрата. Нагрузка от домкрата при помощи стальной траверсы делится пополам и перераспределяется на две точки.

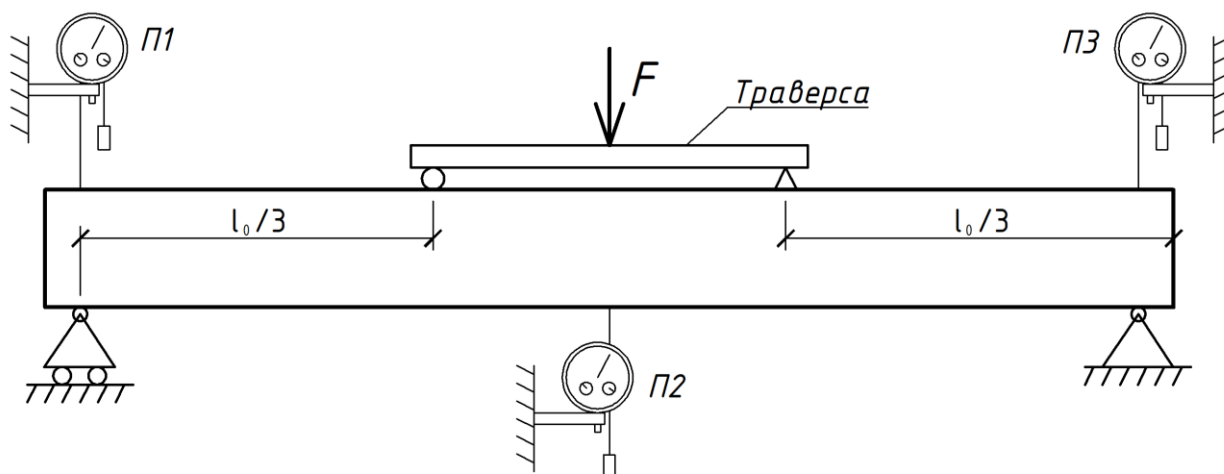


Рисунок 1 – Схема испытания балки

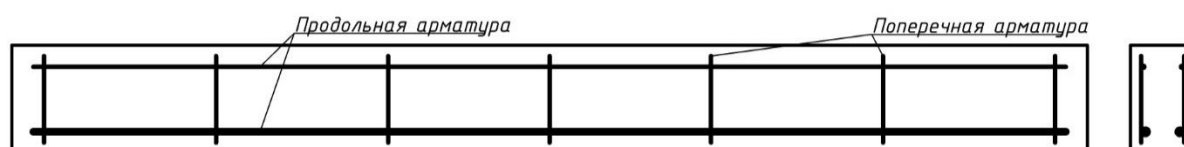


Рисунок 2 – Схема армирования балки

Нагрузка на балку прикладывается ступенями. Приращения нагрузок на каждом этапе не должны превышать 0,10 ожидаемой разрушающей нагрузки. На каждой ступени нагружения снимаются отсчеты по приборам и фиксируется динамика развития трещин.

Опытное значение прогиба балки в середине пролёта вычисляется по формуле:

$$\vartheta_{\text{оп}} = \Delta_2 - \frac{\Delta_1 + \Delta_3}{2}, \text{ мм}$$

где Δ – разница показаний по прогибомерам до и после нагружения, мм.

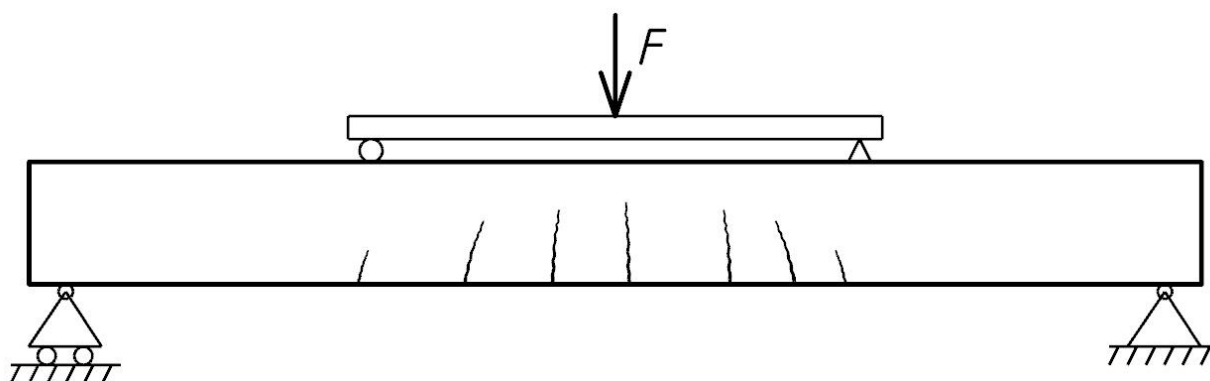


Рисунок 3 – Схема образования силовых трещин в растянутой зоне бетона

Опытный критический изгибающий момент образования трещин в растянутой зоне вычисляется по формуле:

$$M_{cr, \text{оп}} = \frac{F_{cr} \cdot l_0}{6}, \text{ Н} \cdot \text{ м}$$

где F_{cr} – нагрузка передаваемая домкратом на балку в момент фиксации появления первых трещин в растянутой зоне бетона, Н.

Опытный разрушающий изгибающий момент:

$$M_{u, \text{оп}} = \frac{F_u \cdot l_0}{6}, \text{ Н} \cdot \text{ м}$$

где F_u – максимальная нагрузка передаваемая домкратом на балку в момент её разрушения, Н.

Определение расчётных значений прогибов и критических изгибающих моментов

Для того чтобы вычислить расчётное значение прогиба балки на I стадии НДС (до образования трещин) необходимо вычислить момент инерции приведённого сечения, коэффициент приведения площади сечения и расстояние от верхней грани балки до центра тяжести приведённого сечения:

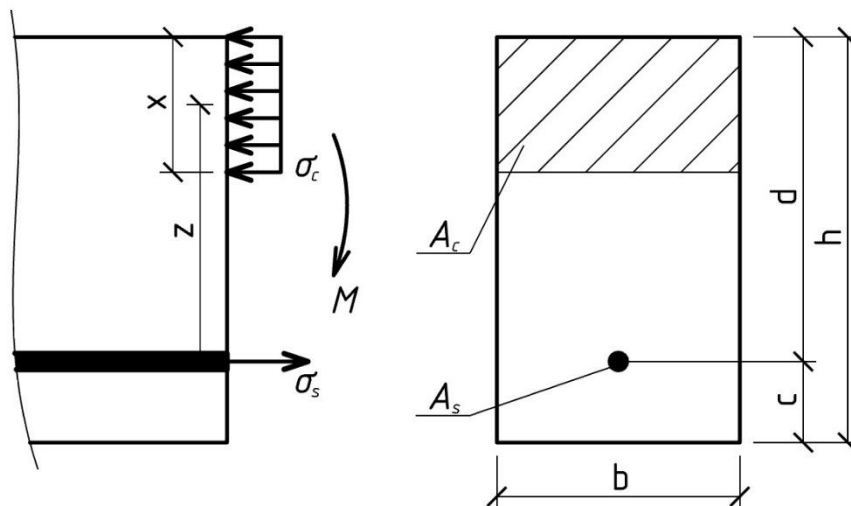


Рисунок 4 – Расчётная схема поперечного сечения балки

Коэффициент приведения площади сечения вычисляется по формуле:

$$\alpha = \frac{E_s}{E_{c0}}$$

где E_s – модуль упругости арматурной стали (принимается по результатам расчёта Лабораторной работы №6), МПа;
 E_{c0} – начальный модуль упругости бетона (принимается по результатам расчёта Лабораторной работы №7), МПа.

Расстояние от верхней грани балки до центра тяжести приведённого сечения вычисляется по формуле:

$$x_1 = \frac{0,5 \cdot b \cdot h^2 + \alpha \cdot A_s \cdot d}{b \cdot h + A_s}, \text{ мм}$$

где d – расстояние от верха балки до оси арматуры в растянутой зоне, мм;

Рассчитываем приведённый к одному материалу момент инерции сечения балки:

$$I_{red} = \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot (x_1 - 0,5 \cdot h)^2 + \alpha \cdot A_s \cdot (d - x_1)^2, \text{ мм}^4$$

Методика расчёта такова, что арматурный стержень как бы заменяется эквивалентной по жёсткости (приведённой) площадью бетона. При этом центр тяжести приведённой площади бетона располагается в том же месте где и арматура. В формуле приведённого момента инерции третье слагаемое и есть учёт этого приведённого сечения бетона.

Расчётный прогиб балки на I стадии НДС (до образования трещин) может быть вычислен по формуле:

$$\vartheta_p = s \cdot \frac{M \cdot l_0^2}{0,85 \cdot E_{c0} \cdot I_{red}}, \text{ мм}$$

- где 0,85 – коэффициент, учитывающий влияние кратковременной ползучести бетона;
 s – коэффициент, зависящий от условий опирания балки и схемы нагружения, в нашем случае принимается равным $\frac{23}{216}$;
 M – изгибающий момент действующий на балку, вычисляется по формуле $M = \frac{F \cdot l_0}{3 \cdot 2}$, Н · м.

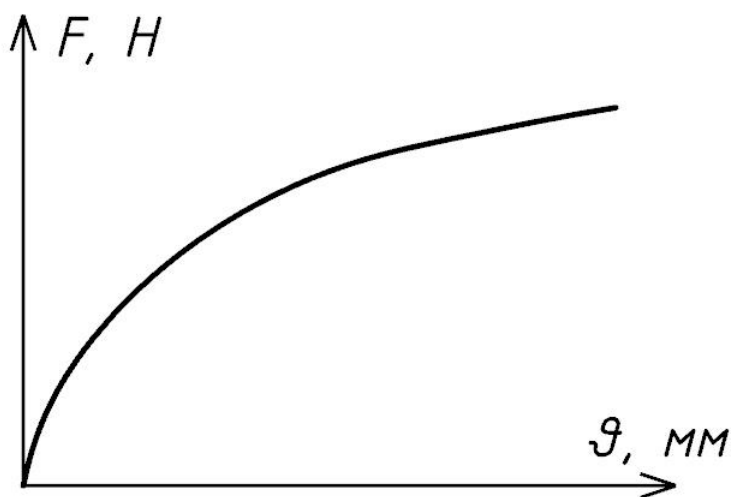


Рисунок 5 – Принципиальная диаграмма зависимости прогиба балки от прилагаемой нагрузки

Для того чтобы вычислить расчётное значение изгибающего момента при достижении которого начинается образование трещин в растянутой зоне бетона, необходимо вычислить момент сопротивления приведенного сечения и упруго-пластический момент сопротивления сечения балки:

Момент сопротивления приведенного сечения по крайнему растянутому волокну балки вычисляется по формуле:

$$W_{red} = \frac{I_{red}}{h - x_1}, \text{ мм}^3$$

Упруго-пластический момент сопротивления прямоугольного сечения по крайнему растянутому волокну балки вычисляется по формуле:

$$W_{pl} = 1,75 \cdot W_{red}, \text{ мм}^3$$

Расчётный изгибающий момент при достижении которого начинается **образование трещин** в растянутой зоне бетона вычисляется по формуле:

$$M_{cr,p} = f_{ctm} \cdot W_{pl}$$

где f_{ctm} – средняя прочность бетона на растяжение, МПа (принимается по результатам расчёта Лабораторной работы №7).

Для того чтобы вычислить расчётное значение изгибающего момента при достижении которого происходит разрушение балки, необходимо вычислить высоту сжатой зоны бетона:

Высота сжатой зоны бетона вычисляется по формуле, мм:

$$x = \frac{f_y \cdot A_s}{f_{cm} \cdot b}, \text{ мм}$$

Расчётный изгибающий момент при достижении которого происходит **разрушение балки** вычисляется по формуле:

$$M_{u,p} = f_{cm} \cdot b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{2}\right), \text{ Н} \cdot \text{ м}$$

где f_{cm} – средняя прочность бетона на сжатие, МПа (принимается по результатам расчёта Лабораторной работы №7).

Для того чтобы лучше понять величину критических нагрузок вычислим их значения в килограммах:

$$F_{cr,p} = \frac{M_{cr,p} \cdot 6}{l_0} = \text{___}, \text{ Н} = \text{___}, \text{ кг}$$

$$F_{u,p} = \frac{M_{u,p} \cdot 6}{l_0} = \text{___}, \text{ Н} = \text{___}, \text{ кг}$$

*В **выводе** необходимо обобщить изученный в лабораторной работе материал, отразить расчётное значение прогиба балки при заданной нагрузке и значения критических нагрузок образования трещин и разрушения балки.*

Лабораторная работа № 7

Испытание железобетонной балки на изгиб с разрушением ее по наклонному сечению

Цель работы: Изучить напряжённо-деформированное состояние железобетонной балки на всех стадиях нагружения, включая стадию разрушения по сечению наклонному к продольной оси элемента.

Задачи работы:

- ознакомиться со схемой испытания балки;
- ознакомиться с характером деформации и разрушения балки;
- определить опытное и расчётное значение разрушающей нагрузки;
- сравнить опытные и расчётные значения.

При испытании железобетонной балки на изгиб, помимо разрушения от действия изгибающего момента в центре балки (см. Лабораторная работа №8), может также произойти разрушение от действия поперечного усилия в приопорной зоне балки (рис. 1). При увеличении нагрузки в приопорных зонах раскрывается одна или несколько наклонных трещин. Разрушение балки может произойти либо по сжатой зоне бетона над трещиной, либо от разрушения вертикально установленной арматуры. В этой работе мы рассмотрим второй случай разрушения.

Для второго случая, при дальнейшем нагружении балки, напряжения в вертикально расположенной арматуре могут преодолеть временное сопротивление от чего произойдёт окончательное разрушение балки.

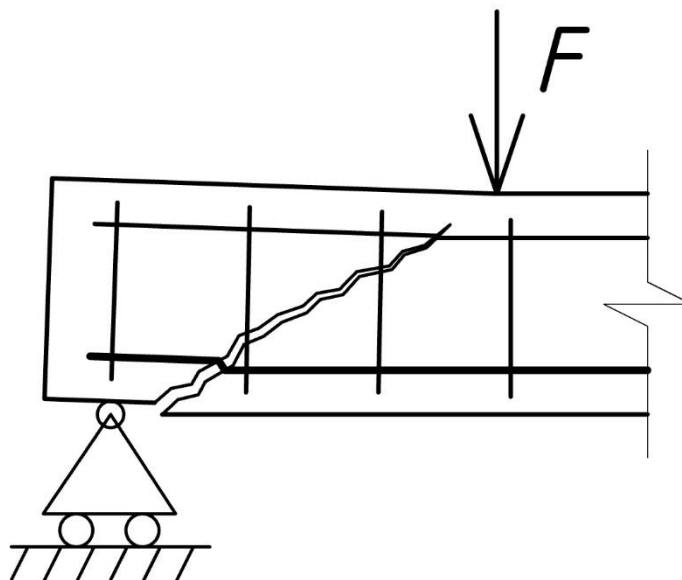


Рисунок 1 – Схема разрушения приопорного участка балки от действия поперечного усилия

Проведение испытания

Перед началом испытания необходимо провести обследование балки:

- определить геометрические характеристики испытываемой балки и зафиксировать их в таблице 1;
- убедиться в правильности установки и работы измерительного оборудования;
- оценить соответствие расчётной схемы балки её фактическому закреплению на установке;
- выявить наличие дефектов.

Таблица 1 – Геометрические размеры и армирование балки

Наименование величины	Обозначение	Размерность	Численное значение
Высота сечения	h	мм	
Ширина сечения	b	мм	
Длина балки	l	мм	
Расчётный пролёт балки	l_0	мм	
Защитный слой арматуры в растянутой зоне	c	мм	
Диаметр вертикально установленной поперечной арматуры	\varnothing	мм	
Площадь сечения поперечной арматуры	A_{sw}	мм ²	
Продольный шаг поперечной арматуры	s	мм	

Испытательный стенд представляет собой основание с двумя шарнирными опорами, одна из которых подвижна. На стенде закреплена железобетонная балка прямоугольного сечения. В центре пролёта установлен прогибомер, также прогибомеры устанавливаются над узлами опирания по концам балки (рис. 2). На приопорных участках балки, там, где предполагается её разрушение устанавливается по два тензометра. Базы тензометров T1 и T4 ориентируются по направлению главных сжимающих напряжений. Базы тензометров T2 и T3 – по направлению главных растягивающих напряжений.

Нагружение балки происходит при помощи домкрата. Нагрузка от домкрата при помощи стальной траверсы делится пополам и перераспределяется на две точки.

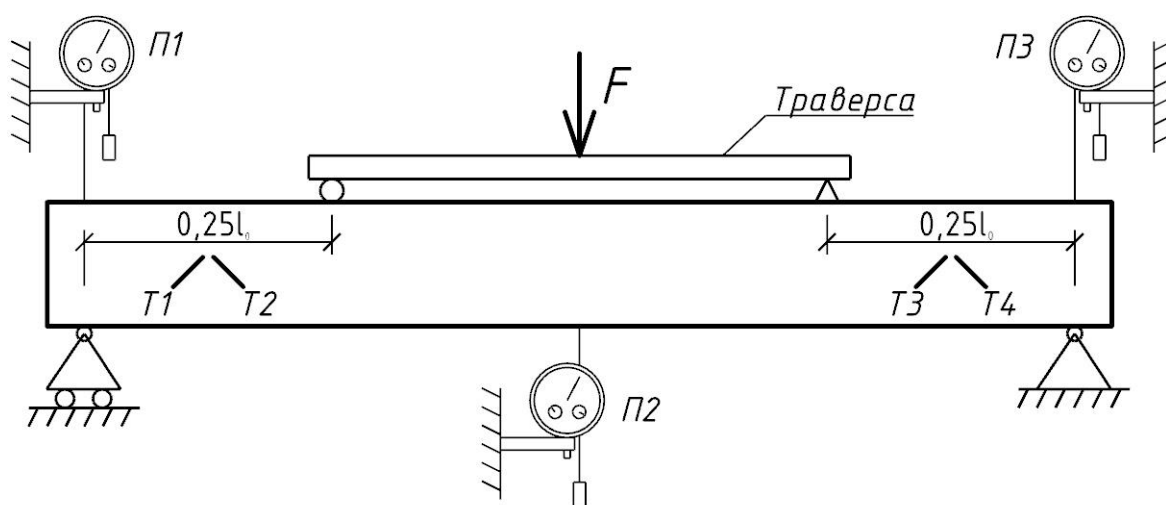


Рисунок 2 – Схема испытания балки

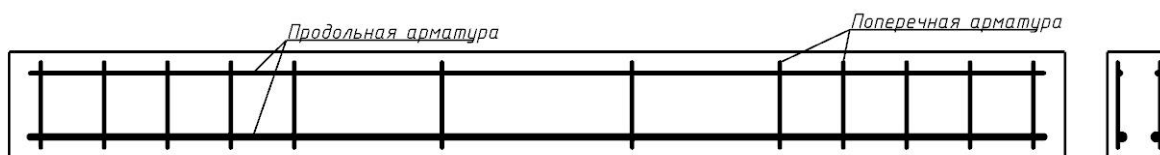


Рисунок 3 – Схема армирования балки

Нагрузка на балку прикладывается ступенями. Приращения нагрузок на каждом этапе не должны превышать 0,10 ожидаемой разрушающей нагрузки. На каждой ступени нагружения снимаются отсчеты по приборам и фиксируется динамика развития трещин.

Опытное значение поперечного разрушающего усилия вычисляется по формуле:

$$V_{оп} = 0,5 \cdot F_u, \text{ кН}$$

где F_u – предельная разрушающая нагрузка на балку, кН.

Определение расчётного значения разрушающей нагрузки

Расчётное разрушающее поперечное усилие вычисляется как сумма предельных усилий, возникающих в бетоне и арматуре рабочей зоны:

$$V_p = V_{cd} + V_{sw}, \text{ кН}$$

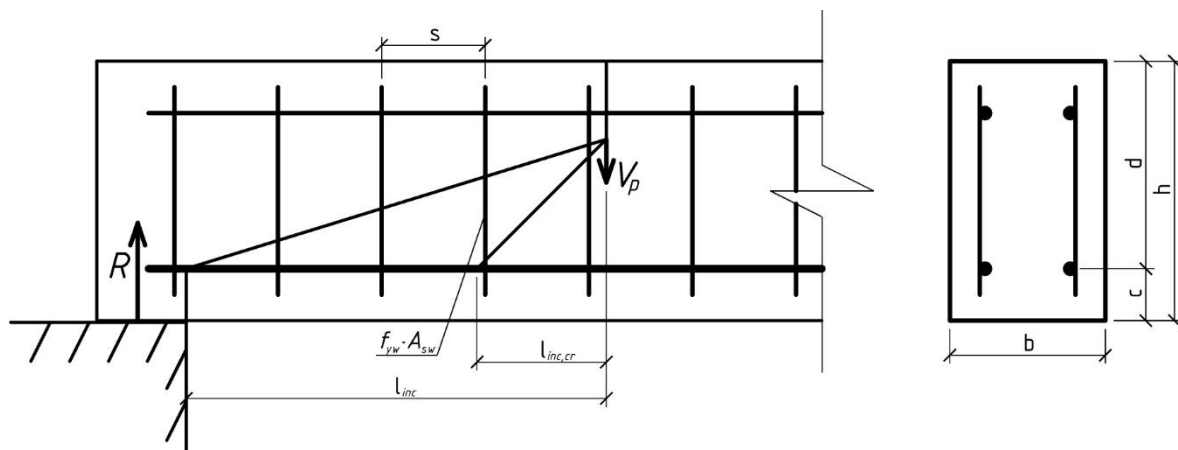


Рисунок 4 – Расчётная схема наклонного сечения балки на припорном участке

При этом предельное разрушающее усилие в бетоне вычисляется по формуле:

$$V_{cd} = \frac{2 \cdot f_{ctm} \cdot b \cdot d^2}{l_{inc}}, \text{ кН}$$

где f_{ctm} – средняя прочность бетона на растяжение, МПа (принимается по результатам расчёта Лабораторной работы №5);
 d – расстояние от верха балки до оси арматуры в растянутой зоне, мм;
 l_{inc} – длина проекции наиболее опасного сечения на продольную ось балки, в нашем случае принимается равной $0,25 \cdot l_0$, мм.

Вычисляется максимальное распределённое усилие, воспринимаемое вертикальной поперечной арматурой:

$$v_{sw} = \frac{2 \cdot f_{yw} \cdot A_{sw}}{s}, \text{ кН/мм}$$

где f_{yw} – предел текучести вертикально установленной поперечной арматуры (принимается по результатам расчёта Лабораторной работы №4).

Для элементов с вертикальной поперечной арматурой, установленной с постоянным шагом в пределах наклонного сечения, принимается по формуле, но не более l_{inc} :

$$l_{inc,cr} = \sqrt{\frac{2 \cdot f_{ctm} \cdot b \cdot d^2}{v_{sw}}}, \text{ мм}$$

Предельное разрушающее усилие в вертикально установленной поперечной арматуре вычисляется по формуле:

$$V_{sw} = v_{sw} \cdot l_{inc,cr}, \text{ кН}$$

Для того чтобы лучше понять величину разрушающей нагрузки вычислим её значение в килограммах:

$$F_{u,p} = V_p \cdot 2 = _, \text{ кН} = _, \text{ кг}$$

В **выводе** необходимо обобщить изученный в лабораторной работе материал, отразить расчётное значение критической нагрузки, достижение которой приведёт к разрушению балки.

Лабораторная работа № 8

Исследование стальной балки с учетом развития пластических деформаций

Цель работы: Провести испытание и изучить напряжённо-деформированное состояние стальной балки с учётом развития пластических деформаций.

Задачи работы:

- изучить стадии напряжённо-деформированного состояния стальной балки;
- ознакомиться с устройством стенда и работой приборов;
- выполнить обследование балки с регистрацией её геометрических параметров;
- провести испытание стальной балки;
- рассчитать механические напряжения и перемещения балки для заданной нагрузки, сравнить их с опытными значениями;

- *рассчитать предельную нагрузку для I, II и III классов напряжённно-деформированного состояния;*
- *построить линию влияния балки.*

При испытании балки на изгиб, по мере увеличения нагрузки, поперечное сечение поочерёдно достигает I, II и III класса напряжённно-деформированного состояния (НДС).

Подробно рассмотреть, как это происходит можно на примере балки с несимметричным по вертикали сечением (рис. 1). Нагрузку к балке будем прикладывать сверху вниз.

Во время нагружения все продольные «волокна» балки начинают испытывать напряжения. При этом, чем дальше от центра тяжести, тем выше их значения.

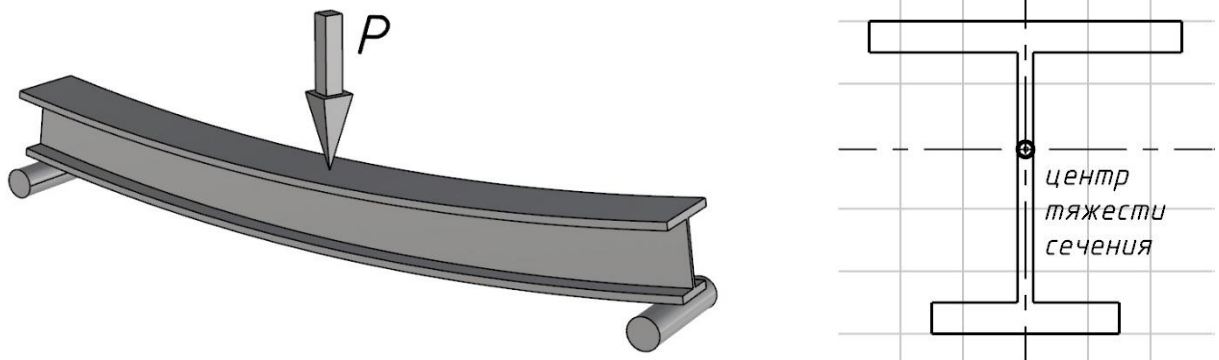


Рисунок 1 – Схема балки с несимметричным поперечным сечением, подвергнутая чистому изгибу

Таблица 1 – Очередность развития стадий НДС несимметричного сечения

№	Эпюры нормальных напряжений в несимметричном сечении	Описание
I		<p>I, упругая стадия работы поперечного сечения. Все продольные «волокна» поперечного сечения балки работают полностью в упругой стадии, напряжения постепенно увеличиваются</p>
I-II		<p>на границе I и II стадий НДС растянутые «волокна», наиболее удалённые от центра тяжести сечения первыми достигают предела текучести. Это явление называется краевой текучестью. Начинается II, упруго-пластическая работа поперечного сечения</p>
		<p>всё большее количество продольных «волокон» в растянутой зоне балки достигают предела текучести. В это время сжатая зона балки продолжает работать в упругой стадии.</p>
II		<p>по мере увеличения нагрузки сжатые «волокна» так же достигают предела текучести (краевая текучесть сжатой зоны)</p>
		<p>упруго-пластическая работа сечения продолжается как в сжатой, так и в растянутой зоне</p>
III		<p>в тот момент, когда полностью все сжатые и растянутые «волокна» достигают предела текучести, наступает III, пластическая стадия работы поперечного сечения. Это явление также называют шарниром пластичности, при котором балка неограниченно деформируется при постоянной нагрузке</p>

Ниже в таблице 2 приведены эпюры распределения нормальных напряжений в поперечном сечении для трёх стадий НДС при разных видах воздействия на стержневой элемент с симметричным поперечным сечением.

Таблица 2 – эпюры распределения нормальных напряжений для трёх стадий НДС. Симметричные сечения

Воздействие	Классы напряжённо-деформированного состояния		
	I упругая	II упруго-пластическая	III пластическая
Сжатие*			
Изгиб			
Сжатие с изгибом**			

* – в случае со сжатием, упруго-пластическая стадия условно отсутствует, т.к., если пренебречь силами трения в материале, предел текучести наступает по всему поперечному сечению одновременно;

** – эпюру напряжений для сжатия с изгибом можно рассматривать как сумму отдельных эпюр при сжатии и изгибе.

Проведение испытания

Испытательный стенд представляет собой основание с двумя шарнирными опорами, одна из которых подвижна. На стенде закреплена металлическая балка прямоугольного сечения. В центре пролёта балки наклеены два тензорезистора (измерение механических напряжений в сечении) на нижней и верхней поверхностях. Снизу в центре, под балкой установлен индикатор часового типа (измерение прогиба балки) (рис. 2).

Нагружение балки происходит путём установки грузов в центре траверсы.

Перед началом испытания необходимо провести обследование балки:

- определить геометрические характеристики испытываемой балки: высота сечения h , ширина сечения b , длина пролёта l_0 ;
- убедиться в правильности установки и работы измерительного оборудования;
- оценить соответствие расчётной схемы балки её фактическому креплению на установке;
- выявить наличие дефектов.

В процессе проведения испытания каждая бригада загружает балку один раз грузами по 0,5 кг. Первая бригада 2 груза, все последующие бригады +1 груз. При этом до и после нагружения снимаются показания с тензорезисторов при помощи измерителя

деформации цифровой (ИДЦ) и с индикатора часового типа (ИЧ). Измеренные значения записываются в таблицу 3.

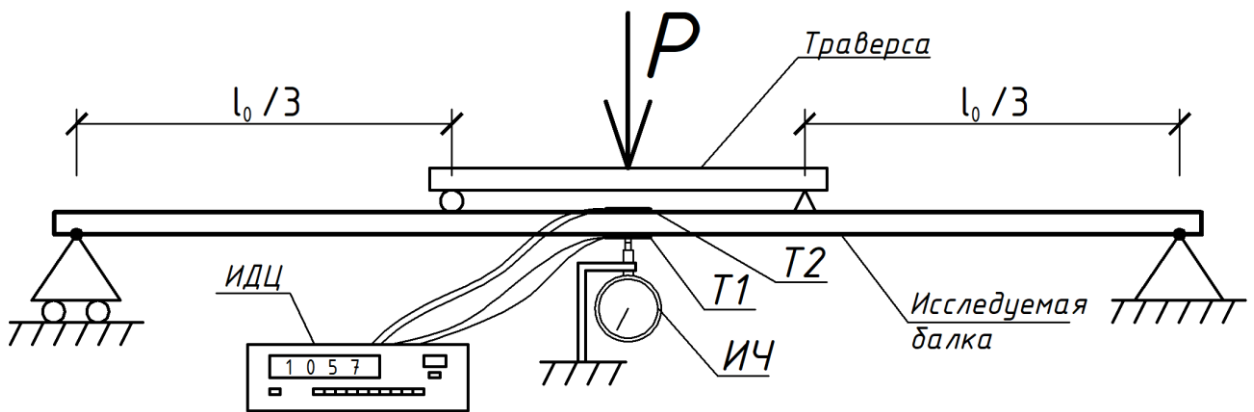


Рисунок 2 – Общий вид и схема испытательной установки

Таблица 3 – Результаты измерений

Измерение	Показания по ИЧ	Измерение	Показания по ИДЦ	
			T1 низ	T2 верх
до нагружения, ϑ_0 , мм		до нагружения, ЕОД ₀		
после нагружения, ϑ_1 , мм		после нагружения, ЕОД ₁		
прогиб $\vartheta_{оп} = \vartheta_1 - \vartheta_0$, мм		$\Delta\text{ЕОД} = \text{ЕОД}_1 - \text{ЕОД}_0$		
геометрические параметры балки, мм	l_0	1000	относительная деформация «волокон», мкм/м	
	b	39,1		
	h	6,9		
нагрузка, кг	P		механические напряжения, $\sigma_{оп}$, МПа	

Переводим единицы относительной деформации (ЕОД) в относительную деформацию «волокон» балки:

$$\varepsilon = \Delta \text{ЕОД} \cdot S, \text{ мкм/м}$$

где S – коэффициент преобразования, зависящий от чувствительности и схемы подключения тензорезисторов, в нашем случае принимается $S = 0,909$.

Переводим относительную деформацию «волокон» в механические напряжения:

$$\sigma_{\text{оп}} = \varepsilon \cdot E, \text{ МПа}$$

где E – модуль упругости стали, принимается равным 210 ГПа.

Аналогичные расчёты проводим как для показаний по тензорезистору 1, так и по тензорезистору 2, записываем в таблицу.

Определение расчётных значений и сравнение их с опытными

1) Вычисление расчётного значения прогиба.

$$\vartheta_p = \frac{23}{648} \cdot \frac{F \cdot l_0^3}{2 \cdot E \cdot J}, \text{ мм}$$

где l_0 – расчётная длина пролёта, мм;
 J – момент инерции поперечного сечения балки, для прямоугольного сечения вычисляется по формуле $J = \frac{b \cdot h^3}{12}$, мм⁴;
 F – прилагаемая нагрузка, Н, вычисляется по формуле $F = P \cdot g$, где g – ускорение свободного падения.

2) Вычисление относительного расхождения расчётного и опытного значений прогибов.

$$\Delta \vartheta = \frac{\vartheta_p - \vartheta_{\text{оп}}}{\vartheta_p} \cdot 100, \%$$

3) Вычисление расчётного значения механического напряжения.

$$\sigma_p = \frac{M}{W} = \frac{F \cdot l_0}{6 \cdot W}, \text{ МПа}$$

где W – момент сопротивления поперечного сечения балки, для прямоугольного сечения вычисляется по формуле $W = \frac{b \cdot h^2}{6}$, мм³.

- 4) Вычисление относительного расхождения расчётного и опытного значений напряжений.

$$\Delta\sigma = \frac{\sigma_p - \sigma_{оп}}{\sigma_p} \cdot 100, \%$$

Сравнение расчётных и опытных значений напряжений проводим как для показаний по тензорезистору 1, так и по тензорезистору 2, записываем в таблицу.

Определение критических нагрузок для стадий НДС

Переход из одной стадии напряжённо-деформированного состояния в другую происходит при достижении определённого значения критической нагрузки. Определим эти значения для исследуемой балки:

Исследуемая балка выполнена из стали класса прочности С235 с пределом текучести $f_y = 235$ МПа.

- 1) Критическая нагрузка для перехода поперечного сечения в упруго-пластическую стадию (I - II стадия НДС).

$$P_{el} = \frac{6 \cdot M_{el}}{l_0} = \frac{6 \cdot (f_y \cdot W)}{l_0} = _, \text{ Н} = _, \text{ кг}$$

- 2) Критическая нагрузка для предельно разрешённых по нормативным документам упруго-пластических деформаций (II стадия НДС).

$$P_{el-pl} = \frac{6 \cdot M_{el-pl}}{l_0} = \frac{6 \cdot (f_y \cdot W \cdot k_1)}{l_0} = _, \text{ Н} = _, \text{ кг}$$

где k_1 – коэффициент учитывающий предельно разрешённое развитие пластических деформаций в прямоугольном сечении, принимаем $k = 1,15$.

- 3) Критическая нагрузка для перехода поперечного сечения в пластическую работу – образование пластического шарнира (III стадия НДС). *Формула действительна только для прямоугольного поперечного сечения*

$$P_{pl} = \frac{6 \cdot M_{pl}}{l_0} = \frac{6 \cdot (f_y \cdot W \cdot 1.5)}{l_0} = _, \text{ Н} = _, \text{ кг}$$

Построение опытной линии влияния

Линию влияния строим для двухшарнирно опертой балки с консолью с левой стороны, установленной на том же стенде.

На балку в характерных точках устанавливается груз массой 3 кг. При каждом нагружении снимаются показания прогиба или напряжения в одной из характерных точек.

По данным полученным в результате испытания строится опытная линия влияния (рис. 3).

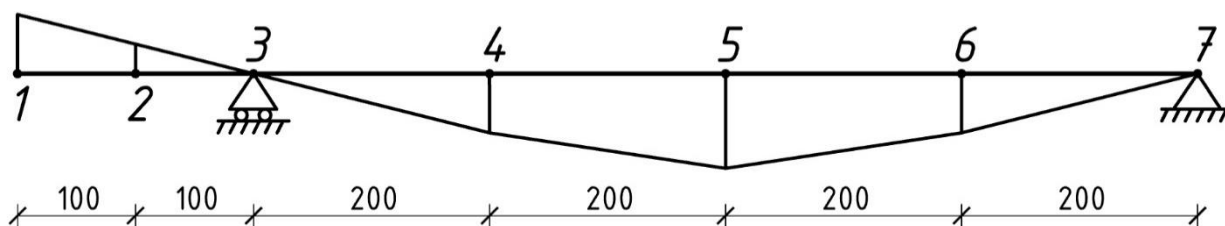


Рисунок 3 – Пример линии влияния прогиба. Линия влияния в точке 5, получена в результате испытания

В **выводе** необходимо обобщить изученный в лабораторной работе материал, отразить расхождение между опытными и расчётными значениями напряжений и прогибов балки, а также указать величину трёх критических нагрузок для испытываемой балки.

Контрольные вопросы:

1. Опишите порядок и принцип развития напряжений в поперечном сечении металлической балки на всех стадиях напряжённо-деформированного состояния.
2. Чем отличается распределение напряжений в поперечном сечении металлического элемента на различных стадиях НДС при различных воздействиях?
3. Опишите испытательную установку и расположение измерительных средств на ней.
4. Опишите порядок нагружения балки и порядок фиксации показаний измерительных средств.
5. Какой процент отклонения расчётных и опытных значений вы получили по результатам испытания и расчёта? Какие величины вы сравнивали?
6. Какие величины критических нагрузок вы получили? Объясните, что будет происходить с испытываемой балкой, в случае её нагружения полученными вами нагрузками.

Глава III. Требования к курсовому проекту

Глава 1. Многоэтажное транспортное здание

Целью курсового проектирования является обеспечение практического освоения теоретического материала, выработка навыков проектирования строительных конструкций транспортных сооружений.

В ходе выполнения курсового проекта решаются следующие задачи:

- разрабатываются объемно-планировочные и конструктивные решения наземного многоэтажного транспортного здания с несущими металлическими конструкциями.

- разрабатывается план, разрезы и схемы расположения элементов конструкций;

- разрабатываются чертежи конструктивных элементов и их спецификации.

Пояснительная записка содержит 30-35 листов формата А4 (210x297мм). В ней должны быть отражены:

- объемно-планировочные и конструктивные решения;
- расчет и конструирование элементов;
- расчет конструкций, ручной и компьютерный;
- компьютерный расчет выполняется на основе аналитической модели, полученной из ВІМ модели, созданной в программе Autodesk Revit.

Графическая часть содержит 3 листа чертежей формата А2 (420x594 мм).

Листы выполняются с использованием программы Autodesk Revit.

Первый лист включает архитектурную часть и разработку объемной модели, на основе которой создаются чертежи (планы, фасады, разрезы, перспектива, планы зонирования и спецификации).

Второй лист создается на основе выполненной объемной ВІМ модели, используя аналитическую модель с детальной разработкой чертежей КМ.

Третий лист включает разработку чертежей строительных конструкций, а также узлов и сопряжений.

Глава 2. Подземный пешеходный переход

Целью курсового проектирования является обеспечение практического освоения теоретического материала, выработка навыков проектирования строительных конструкций транспортных сооружений.

В ходе выполнения курсового проекта решаются следующие задачи:

- разрабатываются объемно-планировочные и конструктивные решения подземного пешеходного перехода с несущими железобетонными конструкциями.

- разрабатывается план, разрезы и схемы расположения элементов конструкций;

- разрабатываются чертежи конструктивных элементов и их спецификации.

Пояснительная записка содержит 30-35 листов формата А4 (210x297мм).

В ней должны быть отражены:

- объемно-планировочные и конструктивные решения;

- расчет и конструирование элементов;

- расчет конструкций, ручной и компьютерный;

- компьютерный расчет выполняется на основе аналитической модели, полученной из BIM модели, созданной в программе Autodesk Revit.

Графическая часть содержит 3 листа чертежей формата А2 (420x594 мм).

Листы выполняются с использованием программы Autodesk Revit.

Первый лист включает архитектурную часть и разработку объемной модели, на основе которой создаются чертежи (планы, фасады, разрезы, перспектива, планы зонирования и спецификации).

Второй лист создается на основе выполненной объемной BIM модели, используя аналитическую модель с детальной разработкой чертежей КЖ.

Третий лист включает разработку чертежей строительных конструкций, а также узлов и сопряжений.

РАЗДЕЛ III. КОНТРОЛЬ ЗНАНИЙ

Глава 1. Вопросы первый учебный семестр

- 1) Здания и сооружения, их конструктивные элементы
- 2) Основы теории сопротивления строительных конструкций и методы их расчета
- 3) Основные свойства конструкционных строительных материалов
- 4) Расчет элементов металлических конструкций по предельным состояниям
- 5) Соединения элементов металлических конструкций
- 6) Металлические балки и балочные клетки
- 7) Металлические колонны и стойки
- 8) Базы колонн
- 9) Виды деревянных конструкций.
- 10) Расчет элементов деревянных конструкций
- 11) Составные элементы из дерева
- 12) Объемно-планировочные решения многоэтажного здания
- 13) Балочная клетка многоэтажного здания
- 14) Сбор нагрузок. Нормативные и расчетные нагрузки. Грузовая площадь на плиту, балку, колонну
- 15) Расчет и проектирование прокатных металлических балок
- 16) Расчет и проектирование составных металлических балок.
- 17) Расчет центрально сжатых сплошных колонн на прочность и устойчивость
- 18) Расчет и конструирование баз центрально и внецентренно сжатых колонн
- 19) Расчет сварных и болтовых соединений
- 20) Компонировка конструктивной схемы деревянного покрытия.
- 21) Расчет клее-деревянной балки и арки

Глава 2. Вопросы второй учебный семестр

- 1) Проектирование железобетонных конструкций
- 2) Особенности предварительно напряженных железобетонных конструкций
- 3) Расчет железобетонных элементов по предельным состояниям первой группы
- 4) Расчет железобетонных элементов по предельным состояниям второй группы
- 5) Железобетонные плоские перекрытия
- 6) Железобетонные фундаменты
- 7) Виды каменных конструкций
- 8) Расчет элементов каменных и армокаменных конструкций
- 9) Плоские стержневые конструкции
- 10) Пространственные стержневые конструкции
- 11) Тонкостенные покрытия
- 12) Каркасы одноэтажных и многоэтажных зданий
- 13) Специальные транспортные сооружения
- 14) Компонировка подземного пешеходного перехода
- 15) Компонировка многофункционального подземного комплекса
- 16) Основные конструктивные элементы железобетонных сооружений
- 17) Компонировка конструктивной схемы монолитного и сборного железобетонного перекрытия
- 18) Расчет прочности по нормальным сечениям железобетонной балки прямоугольного профиля с одиночной арматурой
- 19) Расчет прочности по нормальным сечениям изгибаемых элементов таврового профиля
- 20) Расчет прочности железобетонной балки по наклонным сечениям
- 21) Построение эпюры материалов железобетонного изгибаемого элемента
- 22) Огибающие эпюры моментов неразрезных изгибаемых элементов
- 23) Расчет сжатого железобетонного элемента по прочности

- 24) Расчет предварительно напряженного железобетонного элемента по прочности
- 25) Расчет предварительно напряженного железобетонного элемента по трещиностойкости
- 26) Расчет изгибаемого железобетонного элемента по деформациям
- 27) Расчет центрально сжатого железобетонного фундамента
- 28) Расчет внецентренно сжатого железобетонного фундамента
- 29) Расчет уголкового железобетонной подпорной стенки
- 30) Расчет подпорной стенки с разгрузочной плитой
- 31) Расчет кирпичного столба с сетчатым армированием

РАЗДЕТ IV. ВСПОМОГАТЕЛЬНЫЙ

Целью преподавания дисциплины «Строительные конструкции транспортных сооружений» является изложение теоретических и практических положений, связанных с проектированием строительных конструкций из различных материалов. В современном строительстве применяются различные строительные конструкции: металлические, железобетонные, каменные, деревянные и другие. Те или иные строительные конструкции имеют предпочтительную область применения с учетом их возможностей и особенностей. Но есть много областей, в которых различные строительные конструкции соперничают между собой и выбор той или иной из них представляет ответственную техническую и экономическую задачу.

Основной задачей при изучении дисциплины является подготовка специалистов, способных к активному освоению и закреплению на практике всего передового в производстве, науке, технике и культуре, ориентирующихся в растущем потоке научно-технической информации.

Дисциплина «Строительные конструкции транспортных сооружений» является специальной дисциплиной учебного плана, на которой основываются основные дисциплины специальности и ее специализаций. Комплексный характер дисциплины «Строительные конструкции транспортных сооружений» обуславливает ее тесную связь с такими дисциплинами как «Теоретическая механика», «Строительные материалы», «Сопротивление материалов», «Строительная механика».

Знания и умения, полученные студентами при изучении данной дисциплины, необходимы для освоения последующих специальных дисциплин и дисциплин специализаций, связанных с проектированием и расчетом конструкций инженерных сооружений в транспортном строительстве.

В результате освоения дисциплины «Строительные конструкции транспортных сооружений» студент должен:

знать:

- теорию о конструктивной форме строительных конструкций с закономерностями построения схемы конструкции с обоснованно выбранными генеральными размерами, типами сечения отдельных стержней, решениями сопряжений и видом соединения с технологическими приемами и особенностями изготовления, монтажа и эксплуатации;

- основные свойства и характеристики конструкционных строительных материалов;

- метод расчета строительных конструкций по предельным состояниям;

- сортамент стальных и пиломатериалов, унифицированных железобетонных изделий;

уметь:

- определять нагрузки на несущие конструкции зданий и сооружений и выполнять их расчет;

- рассматривать проектируемую конструкцию со всех точек зрения с удовлетворением основных требований, предъявляемых к ней: по назначению, технических, технологических, эксплуатационных, эстетических;

- выбрать из нескольких вариантов наиболее рациональный при заданных условиях, искусственно регулировать напряженное состояние в конструкциях, выбирать оптимальные параметры;

владеть:

- применять и осуществлять на современном уровне принципиально новые научные, производственные и организационные решения в области расчета и проектирования несущих строительных конструкций с использованием системных методов и средств электронно-вычислительной техники.

**Рабочая программа для специальности
1-70 03 02 «Мосты, транспортные тоннели и метрополитены»**

Номер раздела, темы	Название раздела, темы	Лекции	Практические занятия	Лабораторные занятия	Форма контроля знаний
1	2	3	4	6	9
5 семестр					
Раздел 1. Здания и сооружения. Основы расчета и проектирования конструкций					
1.1.	Здания и сооружения, их конструктивные элементы	4	4		
1.2.	Экспериментальные основы теории сопротивления строительных конструкций и методы их расчета	4	4	10	
1.3.	Основные свойства конструкционных строительных материалов	4	4	6	
Раздел 2. Металлические конструкции					
2.1.	Расчет элементов металлических конструкций по предельным состояниям	6	4		
2.2.	Соединения элементов металлических конструкций	4	4		

2.3.	Металлические балки и балочные клетки	2	2		
2.4.	Металлические колонны и стойки	2	2		
2.5.	Базы колонн	2	2		
Раздел 3. Деревянные конструкции					
3.1.	Виды деревянных конструкций. Расчет элементов деревянных конструкций	4	4		
3.2.	Составные элементы из дерева	2	2		
	Курсовой проект				Защита
	Итого за семестр	34	34	16	Зачет
	Всего аудиторных часов	84			
6 СЕМЕСТР					
Раздел 4. Железобетонные конструкции					
4.1.	Общие сведения для проектирования железобетонных конструкций	4	4		
4.2.	Особенности предварительно напряженных железобетонных конструкций	4	4		
4.3.	Расчет железобетонных элементов по предельным состояниям первой группы	4	4		
4.4.	Расчет железобетонных элементов по предельным состояниям второй группы	4	4		
4.5.	Железобетонные плоские перекрытия	4	4		
4.6.	Железобетонные фундаменты	2	2		
Раздел 5. Каменные и армокаменные конструкции					
5.1.	Виды каменных конструкций. Расчет элементов каменных и армокаменных конструкций	2	2		
Раздел 6. Строительные конструкции транспортных зданий и сооружений					
6.1.	Плоские стержневые конструкции	2	2		
6.2.	Пространственные стержневые конструкции и тонкостенные покрытия	2	2		
6.3.	Каркасы одноэтажных и многоэтажных зданий	2	2		
6.4.	Специальные транспортные сооружения	4	4		
	Курсовой проект				Защита
	Итого за семестр	34	34		Экзаме н
	Всего аудиторных часов	68			
	Итого за год	68	68	16	
	Всего аудиторных часов	152			

Рабочая программа для специальности

1-70 03 01 «Автомобильные дороги». Очная форма получения образования

Номер раздела, темы, занятия	Название раздела, темы, занятия; перечень изучаемых вопросов	Количество аудиторных часов			Количество часов СР	Форма контроля знаний
		Лекции	Практические	Лабораторные		
1	2	3	4	6	8	9
5 СЕМЕСТР						
1.	Здания и сооружения. Основы расчета и проектирования конструкций					
1.1.	Здания и сооружения, их конструктивные элементы	4				
1.2.	Экспериментальные основы теории сопротивления строительных конструкций и методы их расчета	4				
1.3.	Основные свойства конструкционных строительных материалов	4				
2.	Металлические конструкции					
2.1.	Расчет элементов металлических конструкций по предельным состояниям	6				
2.2.	Соединение элементов металлических конструкций	4				
2.3.	Металлические балки и балочные клетки	2				
2.4.	Металлические колонны и стойки	2				
2.5.	Базы колонн	2				
3.	Деревянные конструкции					
3.1.	Виды деревянных конструкций. Расчет элементов деревянных конструкций	4				
3.2.	Составные элементы из дерева	2				
	Практическое занятие № 1. Объемно-планировочные решения многоэтажного здания и его конструктивные части. Балочная клетка.		2			Опрос.
	Практическое занятие № 2. Нормативные и расчетные нагрузки. Грузовая площадь на плиту, балку, колонну. Сбор нагрузок. Расчет и проектирование прокатных металлических балок.		2			Опрос.

	Практическое занятие № 3. Расчет и проектирование составных металлических балок. Подбор сечений составных балок.		2			Опрос.
	Практическое занятие № 4. Расчет центрально сжатых сплошных колонн на прочность и устойчивость.		2			Опрос.
	Практическое занятие № 5. Расчет и конструирование баз центрально и внецентренно сжатых колонн.		2			Опрос.
	Практическое занятие № 6. Расчет сварных и болтовых соединений.		2			Опрос.
	Практическое занятие № 7. Компоновка конструктивной схемы деревянного покрытия. Техничко-экономическая оценка вариантов.		2			Опрос.
	Практическое занятие № 8. Расчет клее-деревянной балки и арки.		2			Опрос.
	Лабораторная работа № 1. Конструктивные и технические особенности измерительных средств.			2		Защита лаб. работы
	Лабораторная работа № 2. Оценка надежности и достоверности экспериментальных данных.			2		Защита лаб. работы
	Лабораторная работа № 3. Определение основных прочностных характеристик бетона. Классы и марки бетона.			2		Защита лаб. работы
	Лабораторная работа № 4. Определение деформативных характеристик бетона. Модули упругости и деформаций.			2		Защита лаб. работы
	Лабораторная работа № 5. Определение основных физико-механических характеристик арматурных стале. Определение класса стали.			2		Защита лаб. работы
	Лабораторная работа № 6. Испытание железобетонной балки на изгиб с разрушением по нормальному к продольной оси элемента сечению.			2		Защита лаб. работы
	Лабораторная работа № 7. Испытание железобетонной балки на изгиб с разрушением ее по наклонному сечению.			2		Защита лаб. работы
	Лабораторная работа № 8. Исследование стальной балки с учетом развития пластических деформаций.			2		Защита лаб. работы
	Итого за 5 семестр	34	16	18		Зачет.
	6 СЕМЕСТР					
4.	Железобетонные конструкции					
4.1.	Общие сведения для проектирования железобетонных конструкций.	4				
4.2.	Особенности предварительно напряженных железобетонных конструкций.	4				

4.3.	Расчет железобетонных элементов по предельным состояниям первой группы.	4				
4.4.	Расчет железобетонных элементов по предельным состояниям второй группы.	4				
4.5.	Железобетонные плоские перекрытия.	4				
4.6.	Железобетонные фундаменты.	2				
5.	Каменные и армокаменные конструкции.					
5.1.	Виды каменных конструкций. Расчет элементов каменных и армокаменных конструкций.	2				
6.	Строительные конструкции транспортных зданий и сооружений.					
6.1.	Плоские стержневые конструкции.	2				
6.2.	Пространственные стержневые конструкции и тонкостенные покрытия.	2				
6.3.	Каркасы одноэтажных и многоэтажных зданий.	2				
6.4.	Специальные транспортные сооружения.	4				
	Практическое занятие № 9. Компоновка подземного пешеходного перехода. Компоновка многофункционального подземного комплекса. Основные конструктивные элементы.		2			Опрос.
	Практическое занятие № 10. Компоновка конструктивной схемы монолитного и сборного железобетонного перекрытия. Техничко-экономическая оценка вариантов. Расчет прочности по нормальным сечениям железобетонной балки прямоугольного профиля с одиночной арматурой.		2			Опрос.
	Практическое занятие № 11. Расчет прочности по нормальным сечениям изгибаемых элементов таврового профиля. Расчет прочности железобетонной балки по наклонным сечениям. Расчет второстепенной балки монолитного железобетонного перекрытия.		2			Опрос.
	Практическое занятие № 12. Построение эпюры материалов железобетонного изгибаемого элемента. Огибающие эпюры моментов неразрезных изгибаемых элементов. Расчет сжатого железобетонного элемента по прочности.		2			Опрос.
	Практическое занятие № 13. Расчет предварительно напряженного железобетонного элемента по прочности и трещиностойкости.		2			Опрос.

	Практическое занятие № 14. Расчет изгибаемого железобетонного элемента по деформациям. Расчет центрально сжатого железобетонного фундамента. Расчет внецентренно сжатого железобетонного фундамента.		2			Опрос.
	Практическое занятие № 15. Расчет уголкового железобетонной подпорной стенки.		2			Опрос.
	Практическое занятие № 16. Расчет подпорной стенки с разгрузочной плитой.		2			Опрос.
	Практическое занятие № 17. Расчет кирпичного столба с сетчатым армированием		2			Опрос.
	Итого за 6 семестр	34	18			Дифф. зачет
	Всего аудиторных часов	120				

Рабочая программа для специальности 1-70 03 01 «Автомобильные дороги». Заочная форма получения образования

Номер раздела, темы, занятия	Название раздела, темы, занятия; перечень изучаемых вопросов	Количество аудиторных часов			Количество часов СР	Форма контроля знаний
		Лекции	Практические занятия	Лабораторные занятия		
7 СЕМЕСТР						
1.	Здания и сооружения. Основы расчета и проектирования конструкций					
1.1.	Здания и сооружения, их конструктивные элементы	4				
1.2.	Экспериментальные основы теории сопротивления строительных конструкций и методы их расчета	4				
1.3.	Основные свойства конструкционных строительных материалов	2				
	Практическое занятие № 1. Объемно-планировочные решения многоэтажного здания и его конструктивные части. Балочная клетка		2			Опрос.

	Практическое занятие № 2. Нормативные и расчетные нагрузки. Грузовая площадь на плиту, балку, колонну. Сбор нагрузок. Расчет и проектирование прокатных металлических балок.		2			Опрос.
	Лабораторная работа № 1. Конструктивные и технические особенности измерительных средств			2		Защита лаборатор.
	Лабораторная работа № 2. Оценка надежности и достоверности экспериментальных данных.			2		Защита лаборатор
	Итого за 7 семестр	10	4	4		Зачет.
	8 СЕМЕСТР					
4	Железобетонные конструкции					
4.1.	Общие сведения для проектирования железобетонных конструкций	4				
	Практическое занятие № 9. Компоновка подземного пешеходного перехода. Компоновка многофункционального подземного комплекса. Основные конструктивные элементы.		2			
	Практическое занятие № 10. Компоновка конструктивной схемы монолитного и сборного железобетонного перекрытия. Технико-экономическая оценка вариантов. Расчет прочности по нормальным сечениям железобетонной балки прямоугольного профиля с одиночной арматурой.		2			

	Практическое занятие № 11. Расчет прочности по нормальным сечениям изгибаемых элементов таврового профиля. Расчет прочности железобетонной балки по наклонным сечениям. Расчет второстепенной балки монолитного железобетонного перекрытия.		2			
	Итого за 8 семестр	4	6			
	Всего		28			