

РАЗДЕЛ 1. ТЕХНИЧЕСКАЯ ЭКСПЛУАТАЦИЯ, РЕМОНТ И УСИЛЕНИЕ НЕСУЩИХ КОНСТРУКЦИЙ ЗДАНИЙ

Практическое занятие №1: Изучение характерных дефектов и повреждений железобетонных конструкций. Определение факторов изменения эксплуатационных характеристик.

Методические указания к выполнению задания.

При определении факторов изменения эксплуатационных характеристик необходимо провести анализ по следующим критериям:

- вероятные причины возникновения дефектов и повреждений;
- методы выявления дефектов и повреждений;
- возможные последствия дефектов и повреждений;
- мероприятия по устранению дефектов и повреждений;

Условие задания.

Вариант исходных данных определяется по таблице 1. Используя исходные данные, предоставленные в таблице 1, а также теоретический (лекционный) материал провести анализ по следующим критериям: вероятные причины возникновения, методы выявления, возможные последствия и мероприятия по устранению дефектов и повреждений.

Указания к выполнению.

При выполнении задания необходимо составить аналитический обзор определения факторов изменения эксплуатационных характеристик.

Основные причины разрушения железобетонных конструкций

Физико-химические процессы:

Коррозия I вида (выщелачивание) — разрушение цементного камня, вызванное воздействием воды и заключающееся в растворении и вымывании из тела конструкции растворимых соединений. В результате повышается пористость бетона и снижается его прочность. Интенсивность выщелачивания зависит от мягкости воды и наличия сквозной фильтрации. Характерным

признаком коррозии выщелачивания является образование белесых налетов и новообразований на поверхности бетонной конструкции.

Коррозия II вида — разрушение цементного камня, вызванное воздействием растворов кислот, щелочей и других агрессивных веществ, в результате реакции с которым образуются легкорастворимые и вымываемые водой соли или иные соединения, значительно снижающие прочность бетона.

Коррозия III вида — разрушение цементного камня, вызванное воздействием сульфатов и других химических соединений, в результате реакции с которым образуются новые вещества, занимающие больший объем нежели исходные вещества. Этот процесс вызывает рост внутренних напряжений и приводит к разрушению бетона.

Физико-механические процессы:

- циклы замораживания и оттаивания;
- абразивный износ;
- динамические и ударные воздействия.

Коррозия стальной арматуры.

Защитный слой бетона предохраняет стальную арматуру от агрессивных воздействий окружающей среды. Кроме того, щелочная среда бетона образует на поверхности стальной арматуры пассивирующую пленку, защищающую ее от коррозии. Однако, при повышении пористости бетона, образовании трещин или воздействии агрессивных сред защитные свойства бетона резко снижаются.

Основными причинами коррозии арматуры являются:

- снижение щелочности бетона, вызванное карбонизацией;
- повышение концентрации хлоридов или других агрессивных солей;
- наличие блуждающих токов в конструкции.

Причинами образования дефектов в конструкциях могут быть различные факторы, основными из которых являются:

- недостаточные физико-механические характеристики железобетона (класс арматуры, класс бетона; неверный подбор состава бетонной

смеси, недостаточное перемешивание и уплотнение, недостаточная толщина защитного слоя);

- отсутствие ухода за свежееуложенным бетоном;
- агрессивные воздействия окружающей среды (атмосферные воздействия, воздействия агрессивных газов и жидкостей, циклы замораживания и оттаивания);
- воздействия блуждающих токов;
- динамические и ударные нагрузки;
- абразивный износ;
- эрозия и кавитация;
- выщелачивание;
- реакционно-активный заполнитель;
- несоответствие фактических нагрузок и воздействий расчетным;
- несоответствие фактической расчетной схемы проектной;
- нарушение технологии при изготовлении, транспортировке, складировании и монтаже железобетонных конструкций;
- ошибки при проектировании, отступления от проекта;
- аварии техногенного и природного характера.

Перед проведением работ по ремонту и защите всегда следует определять техническое состояние конструкции, проводить оценку дефектов и анализ причин их появления.

Различают физическую и моральную (технологическую) долговечность, а также обратные им понятия - физический износ и моральный износ (старение).

Физическая долговечность зависит от физико-технических характеристик конструкции: прочности, жесткости, геометрической неизменяемости, тепло- и звукоизоляции, герметичности и других параметров.

Моральная долговечность определяется соответствием зданий и сооружений по геометрическим размерам, благоустройству, архитектуре, технологической оснащенности и т.д. своему функциональному назначению.

Существует также понятие оптимальной долговечности, а именно, срока службы зданий и сооружений, в течение которого экономически целесообразно поддерживать их в рабочем состоянии. После этого затраты на содержание становятся нецелесообразными, так как значительно превышают сметную стоимость нового строительства.

В ходе эксплуатации здания и сооружения подвергаются воздействию многочисленных природных и технологических факторов (рис.1.6), которые должны учитываться в рабочем проекте при выборе материалов, конструкций и т.п. Однако на практике соответствие фактических характеристик строительных материалов и конструкций может существенно отличаться от нормативных, в результате чего суммарное воздействие многих факторов может привести к ускоренному износу сооружений. Факторы, вызывающие изменения работоспособности здания в целом и отдельных его элементов, подразделяются на 2 группы: внутренние и внешние.

К внутренним факторам относятся:

- физико-химические процессы, протекающие в материалах конструкций;
- нагрузки и процессы, возникающие при эксплуатации;
- конструктивные;
- качество изготовления.

К внешним факторам относятся:

- климатические (температура, влажность, солнечная радиация);
- характер окружающей среды (ветер, пыль, биологические факторы);
- качество эксплуатации.

Преждевременный износ и методы его предупреждения. Износ - процесс ухудшения показателей эксплуатационных качеств здания, его отдельных элементов во времени с учетом изменяющихся требований к ним. В процессе эксплуатации зданий их техническое состояние изменяется. Это выражается в ухудшении количественных характеристик работоспособности, в частности

надежности. Ухудшение технического состояния зданий происходит в результате изменения физических свойств материалов, характера сопряжения между ними, а также размеров и форм.

Полное время эксплуатации здания можно разделить на три периода: приработки, нормальной эксплуатации, интенсивного износа. Со временем несущие и ограждающие конструкции, а также оборудование зданий и сооружений изнашиваются, стареют. В начальный период эксплуатации зданий происходит взаимная приработка элементов. Происходит снижение механических, прочностных и ухудшение эксплуатационных характеристик конструкций зданий. Все эти изменения могут быть как общими, так и локальными, они происходят самостоятельно и в совокупности.

При оценке технического состояния инженерного оборудования зданий и сооружений устанавливается величина физического и морального износа. Физический износ на момент его оценки выражается соотношением стоимости объективно необходимых ремонтных мероприятий, устраняющих повреждения инженерного оборудования, и их восстановительной стоимости. Физический износ - ухудшение технических и связанных с ними других показателей эксплуатационных качеств здания, его отдельных элементов на определенный момент времени. Физический износ здания определяют как среднее арифметическое износа отдельных девяти элементов здания: фундаментов, стен, перекрытий, крыши и кровли, полов, оконных и дверных устройств, отделочных работ, внутренних санитарно-технических и электротехнических устройств и прочих элементов (лестниц, балконов и др.). На практике принято считать, что полный износ здания соответствует физическому износу 70...75 % и классифицируется как ветхое состояние. Здание постепенно стареет не только физически, но и морально. Оно перестает удовлетворять объемно-планировочным, санитарно-гигиеническим, конструктивным и другим требованиям, что вызывает необходимость его реконструкции. Основные признаки морального старения:

- несоответствие планировки квартир современным требованиям
- несоответствие инженерного оборудования
- недостаточное благоустройство и озеленение

Моральный износ зданий в основном зависит научно-технического прогресса в промышленности и строительстве. Моральный износ - несоответствие основных параметров здания, определяющих условия проживания или производства, объем и качество предоставленных услуг современным требованиям. Различают моральный износ двух форм, моральный износ первой формы связан со снижением стоимости здания по сравнению с его стоимостью в период строительства, что объясняется сокращением необходимого труда на возведение зданий в момент оценки, поэтому с действием этого фактора требуется периодически переоценивать жилое здание. Уменьшение этой стоимости объяснимо снижением затрат общественно необходимого труда на сооружение таких же объектов на момент оценки. Моральный износ второй формы определяет старение здания или его элементов по отношению к существующим на момент оценки объемно - планировочным, санитарно-гигиеническим, конструктивным и другим нормативным требованиям. Моральный износ зданий в процессе эксплуатации нельзя предупредить. Методами проектирования с учетом прогноза научно-технического прогресса можно получить такие объемно-планировочные и конструктивные решения, которые обеспечат соответствие их действующим требованиям на более длительный период эксплуатации зданий.

Типовые дефекты в железобетонных конструкциях:

Для железобетонных конструкций зданий и сооружений характерны следующие дефекты и повреждения.

Поверхностные дефекты — могут быть размерами менее толщины защитного слоя бетона и более толщины защитного слоя, с оголением рабочей арматуры. Такие дефекты могут возникать вследствие естественного износа, отсутствия или разрушения защитного покрытия. При новом строительстве

такие дефекты возникают из-за скопления воды и воздуха вблизи опалубки, при плохом качестве поверхности опалубки, недостаточном уплотнении бетонной смеси, а также по технологическим причинам, связанным с особенностями проведения арматурных и бетонных работ.

Объемные дефекты — сколы, раковины, разрывы в бетонировании, пустоты, посторонние включения. Такие дефекты, как правило, являются следствием некачественной работы подрядной организации. Например, из-за некачественного виброуплотнения возникают такие опасные объемные дефекты, как «зависание» бетона в нижней части колонн с образованием пустот объемом до десятков литров. Полости и пустоты глубже защитного слоя бетона с оголением рабочей арматуры образуются также при наличии в бетоне мусора, пучков вязальной проволоки и льда и других инородных предметов. Такие дефекты могут значительно снизить несущую способность конструкции. Также к подобным дефектам относят отверстия, образовавшиеся в результате отбора кернов, которые производят для контроля качества бетонных работ.

Нарушение сцепления стальной арматуры и закладных деталей с бетоном возникает в результате раннего нагружения конструкции, коррозии арматуры, а также при использовании загрязненной и замасленной арматуры или закладных деталей.

Трещины могут образовываться в результате усадки свежееуложенного бетона, температурных деформаций, из-за отсутствия температурных швов, коррозии арматуры, превышения допустимых деформаций и по ряду других причин.

Рыхлый бетон характеризуется низкой прочностью и повышенной пористостью, которые вызваны ослаблением структурных связей в цементном камне. Такие дефекты возникают при использовании некачественных цемента и заполнителей, из-за несоблюдения водоцементного отношения, недостаточном уплотнении бетона, при замораживании свежееуложенного бетона, воздействии агрессивных сред и других неблагоприятных условий

Дефекты и повреждения конструкций и сооружений, характеризующие их техническое состояние, разделяются на два вида:

- первый вид - дефекты и повреждения, общие для конструкций зданий и сооружений из различных материалов, например, повышенные прогибы балок или ферм;

- второй вид - дефекты и повреждения, характерные для конструкций зданий и сооружений из конкретных материалов, например, трещины шириной раскрытия более допускаемой или в местах, в которых они недопустимы, отслоения защитного слоя бетона и пр.

К дефектам и повреждениям, общим для конструкций зданий и сооружений из различных материалов (первый вид), относятся:

- неравномерные осадки фундаментов;
- отклонение конструкций от их проектного положения (в плане, по высоте, крены, наклон осей);
- искривление стен и др. элементов в вертикальной и горизонтальной плоскости;
- прогибы и перемещения, повышенные по сравнению с предусмотренными проектом и нормами строительного проектирования;
- взаимные смещения конструкций в узлах, сопряжениях и несоответствие размеров опорных площадок конструкций требуемым по проекту;
- отсутствие отдельных связей;
- отсутствие требуемых по проекту закреплений в узлах, стыках и соединениях;
- отсутствие свободы перемещений в деформационных и температурных швах;
- повышение, по сравнению с требованиями санитарных норм, амплитуды колебаний конструкций;
- несоответствие конструкций требованиям огнестойкости по противопожарным нормам.

К дефектам и повреждениям, характерным для железобетонных конструкций (второй вид), относятся:

- уменьшение площади сечения бетона;
- нарушение сплошности бетона - трещины;
- изменение механических (прочность, модуль) и коррозионных характеристик бетона, в процессе эксплуатации, от агрессивных, температурно-влажностных и циклических нагрузок и воздействий (по части сечения, по части длины или по всему сечению и по всей длине элемента);
- механические и коррозионные повреждения арматуры, приводящие к уменьшению ее площади (разрывы, надрезы, коррозия) и к изменению механических характеристик;
- выход арматуры из работы вследствие выпучивания;
- отклонения различных размеров от предусмотренных проектом и нормами (расположение стержней арматуры в сечении, длина зоны анкеровки, толщина защитного слоя и пр.).

Уменьшение площади сечения бетона может быть следствием:

- коррозии бетона по части сечения;
- действия внутренних усилий (распор продуктами коррозии арматуры) и действия сил сжатия - выкол;
- образованной при изготовлении конструкций внутренней пустоты размером более среднего размера крупного заполнителя - каверна;
- образованной при изготовлении конструкций крупной пустоты, выходящей на поверхность - раковина;
- образованной в результате случайных ударных воздействий пустоты, примыкающей к грани сечения.

Трещины, в зависимости от причин их образования, делятся на три вида:

- технологические, образованные в результате нарушения технологии изготовления конструкций;

- температурно-усадочные и коррозионные, образованные в результате внутренних усилий, вызванных температурой, усадкой и коррозией;

- вызванные растягивающими напряжениями от силовых воздействий.

Трещины являются дефектами и повреждениями в следующих случаях:

- когда ширина их раскрытия превышает допустимую по нормам;

- когда они расположены в местах, где их появление не допускается, либо когда они влияют на снижение несущей способности конструкции (например, продольные или косые трещины в зоне анкеровки предварительно напряженной арматуры, косые трещины, пересекающие все сечение колонны, продольные трещины в плитах между ребром и полкой и пр.);

- когда они образовались в предварительно напряженных конструкциях, для которых появление трещин не допускается по условиям эксплуатации.

Основными механическими и коррозионными характеристиками бетона, изменяющимися в процессе эксплуатации и требующими их определения для оценки технического состояния конструкций, являются: прочность, модуль упругости, проницаемость и щелочность (pH), содержание сульфатов, хлоридов, карбонатов. При специфических агрессивных воздействиях могут потребоваться дополнительные данные.

При осмотре бетонных и железобетонных конструкций необходимо выявить дефекты и повреждения. Для установления дефектов и повреждений и технического состояния конструкций рекомендуется использовать их классификацию.

При осмотрах следует устанавливать:

- деформации отдельных элементов и конструкций;

- отклонения конструкций от проектного положения во всех плоскостях;

- несоответствие геометрических размеров конструкции (в т.ч. сечений) проектным;

- отклонения подкрановых рельсов по отношению к оси балок;

- дефекты и повреждения, уменьшающие сечения элементов;

- трещины и классификации дефектов и повреждений влияют на снижение несущей способности, изменение эксплуатационных свойств железобетонных конструкций;

- смещения и деформации в узлах и соединениях конструкций;
- отслоение защитного слоя;
- коррозия бетона и арматуры;
- нарушение оцепления арматуры с бетоном;
- высолы;
- разрушение защитных покрытий.

К числу недопустимых дефектов и повреждений закладных деталей, требующих немедленного устранения, относятся: трещины в основном металле и в сварных швах, отсутствие или прерывы сварных швов в узлах, где нагрузка передается через эти швы; отсутствие или разрушение связевых конструкций.

Трещины в бетоне следует выявлять, как правило, путем визуального осмотра поверхностей конструкций, с выборочным снятием и последующим восстановлением защитных покрытий на участках, где они имеются. При этом необходимо фиксировать характер и расположение трещин, а также величину их раскрытия и, в соответствии с приведенной в настоящем документе классификацией дефектов, устанавливать предварительно степень опасности этих трещин.

Разрушение защитных покрытий, раковины, скопление пыли, отколы, смещения закладных деталей, несоответствие проекту площадей опирания и глубин заделки элементов, отверстия и пр. аналогичного типа дефекты и повреждения в бетонных и железобетонных конструкциях, также и трещины при осмотрах, следует устанавливать визуально; а там, где это необходимо и допустимо по условиям сохранения несущей способности, визуальным осмотрам со вскрытием.

При решении вопроса о допустимости вскрытия следует учесть интенсивность напряженного состояния, зону конструкций (сжатая, растянутая,

зона анкеровки арматуры), наличие предварительного обжатия и пр.). Поэтому решение о вскрытии может приниматься инженерами-строителями соответствующей квалификации.

Определение внутренних дефектов и повреждений бетонных и железобетонных конструкций (недостаточная прочность или плотность, недостаточная толщина защитного слоя, смещение арматуры при бетонировании, внутренние трещины в бетоне, каверны и т.п.) должно производиться специализированными организациями.

При осмотре предварительно напряженных железобетонных конструкций особое внимание необходимо обращать на состояние анкерующих устройств и анкеровку арматуры в приопорных зонах.

Наличие на приопорном участке наклонной трещины, пересекающей зону расположения, продольной напряженной рабочей арматуры и выходящей на нижнюю грань края опоры, свидетельствует о нарушении анкеровки предварительно напряженной арматуры.

Наличие у торца конструкции горизонтальных трещин вдоль предварительно напряженной арматуры, иногда со скалыванием бетона по боковым плоскостям также может свидетельствовать о нарушении анкеровки и проскальзывании арматуры на торцах.

Нарушение анкеровки предварительно напряженной арматуры у торцов конструкции может свидетельствовать о ее аварийном состоянии.

Предварительная оценка причин образования трещин, обнаруженных при осмотрах, может производиться с учетом того, что:

- трещины в защитном слое бетона вдоль стержней арматуры (продольной и поперечной) могут образовываться вследствие образования продуктов коррозии металла;

- вертикальные трещины на гранях колонн, при отсутствии коррозии арматуры, могут появляться в результате чрезмерного выгиба стержней

рабочей арматуры вследствие увеличенного, по отношению к нормам, шага хомутов либо вследствие перегрузки колонны;

- наклонные трещины на опираниях участках изгибаемых конструкций (балок, опорных узлов ферм, прогонов, продольных ребер плит), раскрытые выше допустимых пределов для соответствующих категорий трещиностойкости, а для многих неоговоренных случаев - выше 0,5 мм, свидетельствуют, в основном, о перегрузке конструкции или о недостаточной ее несущей способности по поперечной силе;

- вертикальные трещины в пролетных участках изгибаемых в т.ч. преднапряженных конструкций, раскрытые выше допустимых пределов для соответствующей категории трещиностойкости, а для большинства неоговоренных случаев - 0,3 - 0,5 мм, могут служить признаком перегрузки конструкции или недостаточной ее несущей способности по изгибающему моменту или повышенной ее деформативности;

- продольные некоррозионные и неусадочные трещины в сжатых зонах изгибаемых элементов (балки, прогоны и пр.) и в сжатых и внецентренно сжатых элементах (колонны, верхние пояса ферм и пр.), особенно в сочетании с откалывающимися частями, могут служить признаками разрушения сжатого бетона и возможности обрушения конструкции;

- раскрытие трещин в изгибаемых конструкциях до 0,5 - 1,0 мм может свидетельствовать о перегрузке конструкций, а раскрытие трещин до величины в несколько миллиметров является признаком аварийного состояния.

Окончательно степень опасности (после осуществления в необходимых случаях страховочных мероприятий) и мер по устранению прогибов, отклонений от проектного положения, трещин, дефектов и повреждений металлических соединительных элементов и закладных деталей, коррозионных повреждений арматуры и бетона, внутренних повреждений и дефектов и т.п. (если это возможно) определяется на основании поверочных расчетов с привлечением, как правило, специализированных организаций.

Для учета снижения прочности нормальных сечений изгибаемых, внецентренно сжатых и внецентренно растянутых элементов железобетонных конструкций с обычным армированием, вследствие нарушения сцепления поряженной коррозией арматуры с бетоном, при повреждении (наличие продольных трещин в бетоне вдоль арматуры) и отслоении защитного слоя на длине более удвоенной высоты сечения, в расчетах следует вводить понижающий коэффициент работы арматуры, равный 0,7.

Сечение арматуры в расчетах должно приниматься с учетом ослабления ее коррозией в месте максимального поражения.

Расчетное сопротивление бетона должно приниматься в соответствии с его классом, установленным при осмотре или обследовании на основе неразрушающих (или разрушающих) методов определения прочности путем разрушения малых объемов.

При определении степени опасности трещин в бетоне, а также повреждений защитных покрытий, следует учитывать степень агрессивности среды. Допускаемая величина раскрытия трещин (если они допускаются по условиям работы конструкции, например, нормальные трещины в растянутой зоне изгибаемых элементов) должна приниматься в соответствии с требованиями норм и отраслевых нормативных документов.

Допускаемая величина повреждений защитных покрытий в агрессивных средах также принимается в аналогичном порядке.

Меры по защите железобетонных конструкций при коррозии бетона в защитном слое определяются в соответствии с требованиями норм и пособий к ним по защите строительных конструкций от коррозии, с привлечением специализированных организаций.

Для оценки влияния дефектов и повреждений в предварительно напряженных железобетонных конструкциях и разработки мер по их устранению следует привлекать специализированные организации.

При осмотре железобетонных конструкций покрытий, перекрытий, рабочих площадок, подкрановых конструкций, колонн, панельных и крупноблочных стен промышленных зданий необходимо руководствоваться положениями настоящего раздела и классификацией дефектов и повреждений.

При осмотре покрытия проверяется состояние:

- кровли;
- конструкций покрытий (плиты, прогоны, стропильные и подстропильные конструкции, связи);
- опорных узлов и соединений плит покрытий со стропильными конструкциями;
- узлов опирания ферм и балок;
- узлов крепления связей;
- осадочных и температурных швов;
- защитных покрытий (в т.ч. гидроизоляции и пароизоляции);
- поврежденных участков кровельного ковра.

Кроме того, устанавливаются:

- места застоя воды;
- наличие высолов, подтеков, конденсата;
- места скопления пыли, с определением зоны распространения и высоты слоя, а также наличие других, не предусмотренных проектом, нагрузок (подвески, тали и пр.).

При осмотрах конструкций перекрытий и рабочих площадок проверяется состояние:

- балок и плит;
- узлов крепления и опирания балок и плит;
- всех конструкций, воспринимающих подвижные и знакопеременные нагрузки;
- осадочных и температурных швов.

При осмотре подкрановых конструкций проверяются:

- состояние подкрановых балов (общее);
- состояние зоны и узлов крепления подкрановых балок к колоннам;
- отклонения подкрановых балок от проектного положения;
- узлы крепления рельсов к балкам;
- соосность рельса и подкрановой балки;
- исправность подкранового пути (отсутствие недопустимого сужения или расширения колеи или перекосов);
- отсутствие подвески оборудования или отдельных грузов, не предусмотренных проектом;
- дефекты и повреждения крановых рельсов (трещины, изломы, износ головки рельса).

Крановые рельсы, имеющие дефекты, превышающие допустимые, следует заменить новыми; при этом особое внимание следует обращать на точность подгонки стыков новых и старых рельсов.

При повторяющихся однотипных повреждениях крановых рельсов служба надзора главного механика должна установить специальное наблюдение за эксплуатацией кранов для выявления причин повреждений, возникающих обычно из-за неисправностей мостовых кранов (перекосы в плане, дефекты и перегрузки отдельных ходовых колес).

Инструментальную проверку подкрановых конструкций, с определением их положений в плане и по высоте, необходимо производить в зданиях с тяжелым и особо тяжелым режимом работы кранов не реже одного раза в год, а в зданиях с легким и средним режимом работы кранов не реже одного раза в 2 - 3 года (с помощью нивелира и теодолита).

При осмотрах колонн и связей между ними особое внимание необходимо уделить:

- местам крепления тормозных и подкрановых балок;
- местам крепления связей;
- зонам возможных ударов при движении напольного транспорта;

выявлению мест увлажнения материалов и мест воздействия высоких температур с установлением повреждений в этих местах.

При проведении осмотров наружных стен из панелей и блоков следует иметь в виду, что наиболее часто встречающимися и требующими определения дефектами и повреждениями для них являются следующие:

- смещения и перекосы стеновых панелей (блоков) в плоскости и из плоскости стен;
- течи в стыках;
- воздухопроницаемость и влагопроницаемость стыков, вызываемая некачественной или нарушенной их герметизацией;
- промерзание стен в зимнее время (при малой толщине конструкции или плохих ее теплотехнических свойствах);
- коррозия закладных деталей и крепёжных элементов;
- коррозия арматуры панелей с продольными трещинами вдоль арматуры и отслоением защитного слоя на наружной и внутренней поверхности;
- разрушение поверхностного слоя панелей вследствие попеременного замораживания и оттаивания;
- трещины в панелях и блоках от температурных воздействий;
- трещины в панелях и блоках от неравномерной осадки фундаментов или их крена.

Если при осмотрах железобетонных конструкций установлены опасные дефекты и повреждения в виде трещин, повышенных деформаций и перемещений, службы эксплуатации должны организовать длительные наблюдения. Длительные наблюдения могут проводиться непосредственно службами эксплуатации, а в ответственных и сложных случаях для этих целей могут привлекаться специализированные организации.

Работы по определению нагрузок, агрессивных и температурно-влажностных воздействий выполняются службами надзора или

специализированными организациями и могут потребоваться не только в связи с появлением дефектов и повреждений, а также при:

- нарушениях условий эксплуатации, например, повышенные отложения пыли на покрытиях, нарушения эксплуатации мостовых кранов и пр.;
- случайных аварийных воздействиях (проливы, выбросы и пр.).

Решение задания.

Пример аналитического обзора.

Исходные данные.

При обследовании многоэтажного здания были выявлены повсеместные высолы на поверхности бетона.

Высолы понимаются как образование белых налетов (отложений) на поверхности и внутри материала. Выцветы характерны для цветных растворов и бетонов, и здесь процесс высолообразования может идти с явлением осветления оксидов пигментов, применяемых цветных цементов, и появлением на поверхности светлых пятен. Высолы не только портят внешний вид объектов, но и разрушают их.

Причины высолообразования. Наиболее распространенной причиной появления высолов является гидролитический распад некоторых минералов портландцементного клинкера в процессе твердения с выделением значительного количества гидроксида кальция в свободное состояние. Уже в начальной стадии процесса гидратации цемента происходит быстрое взаимодействие алита с водой с образованием гидросиликата кальция и гидроксида:



Белит гидратируется медленнее алита и при его взаимодействии с водой выделяется меньше $2 \text{Ca}(\text{OH})_2$, что видно из уравнения химической реакции:



Об объемах выделяющегося гидроксида кальция можно судить по тому, что алита в портландцементном клинкере содержится порядка 45–60%, а белита – 20–30%, поэтому гидроксида образуется около 15% от массы цемента.

Чтобы высолы появились на поверхности бетона, Ca(OH) должен мигрировать из объема цементного камня на эту поверхность. Для этого необходимы пути миграции – капилляры и силы, побуждающие к миграции – разность концентрации Ca(OH) в жидкой фазе на поверхности и в объеме материала, и, наконец, нужна эта жидкая фаза. Свежеуложенный бетон пронизан системой капиллярных пор, заполненных водным раствором продуктов гидратации цемента, главным образом гидроксида кальция. В обычном случае по мере твердения в устьях пор гидроксид вступает в реакцию с диоксидом углерода (CO_2) окружающего пространства. Из-за этого концентрация гидроксида кальция в устье поры становится ниже, чем в ее объеме. Это вызывает постоянный массоперенос гидроксида из объема на поверхность материала. Постепенно капилляры заполняются гидроксидом кальция, и процесс замедляется, а затем и совсем останавливается. Когда поверхность бетона или хотя бы какой-либо ее участок покрыт пленкой воды, гидроксид кальция может распространиться по всей поверхности, а затем после взаимодействия с CO_2 в водной среде образуется налет карбоната кальция, нерастворимый в воде. В этом случае может появиться первичное высолообразование раствора, бетона.

Нерастворимость карбоната кальция предопределяет «самотороможение» химического процесса. Время, в течение которого возможно проявление первичного высолообразования, можно определить путем простого испытания, налив немного воды на поверхность твердеющего раствора, бетона. Если раствор, бетон склонен к высолообразованию, то вскоре можно увидеть белый налет карбоната кальция по краям высыхающей лужицы. Если такое испытание провести позже чем через восемь часов твердения бетона на воздухе, то налета не образуется, так как к этому времени устья пор уже закупорены карбонатом

кальция. Подтверждением этой гипотезы служит тест на бетоне, твердеющем в атмосфере азота. Отсутствие белого налета в таком случае – результат, подтверждающий карбонатную природу явления и указывающий на связь скорости высолообразования с содержанием диоксида углерода в воздухе.

Кроме алита и белита источником гидроксидов являются – оксиды кальция и магния, содержание которых в портландцементном клинкере не должно превышать соответственно 1% и 5% и которые переходя в гидроксиды после взаимодействия с водой могут также участвовать в образовании высолов.

Другой причиной образования высолов являются специально вводимые в бетонную или растворную смесь добавки, например, противоморозные соли, содержание которых в зависимости от отрицательной температуры окружающей среды может достигать до 15 % от массы цемента.

Источниками высолов могут быть также растворимые соли, поступающие с грунтовыми водами или из материалов, примыкающих к отделке или тротуарным плиткам.

Наличие растворимых веществ в исходных материалах также является причиной появления высолов. В пластах горных пород, используемых при изготовлении заполнителей, могут залегать линзы солей, которые в процессе эксплуатации вымываются водой, образуя белый налет. Некоторые глины, используемые для изготовления стеновых керамических материалов содержат водорастворимые сульфаты, которые после обжига остаются в стеновом материале без изменения.

Высолообразованию способствуют присутствие воды в бетоне, растворе или дополнительные увлажнения изделий в процессе эксплуатации, а также температурно-влажностные условия эксплуатации, при которых идет медленное испарение влаги.

Метод выявления – визуально – инструментальный.

Возможные последствия. Снижение несущей способности за счет коррозии арматуры и бетона.

Мероприятия по их устранению.

Растворимые высолы могут удаляться с поверхности бетонных зданий с применением щетки и воды, но эта процедура в долгосрочной перспективе не имеет смысла, так как при проникновении воды в бетонное покрытие появляются новые солевые отложения. К тому же такое механическое воздействие может негативно сказаться на состоянии бетона и травмировать конструкцию. Чтобы избежать таких последствий, рекомендуется применять особые составы с наличием органики и минеральных кислот, позволяющие устранить не только солевые отложения, но и грязь.

Химические средства требуется наносить на бетонные поверхности кистью или валиком. Профессиональное средство от высолов выдерживается на конструкциях рекомендованное в инструкции время. По прошествии времени остатки химического состава с высолами смываются водой. Для предотвращения повторного проявления солевых следов поверхности обрабатываются специальным средством с эффектом отталкивания воды. Благодаря такой обработке вода не впитывается в поверхность здания и свободно стекает с него, так как в составе водоотталкивающего средства находится кремний и органическая химия.

Такая обработка дает возможность не только обеспечить защиту конструкции от высолов, но и предотвратить развитие грибков. При этом стены не закупориваются от воздуха.

Пути предупреждения образования высолов. Существует множество современных добавок для ликвидации высолов на цементных растворах и бетонах, но это борьба с последствиями. Следует работать на предупреждение образования высолов, заложенных в исходных сырьевых материалах, технологии и условиях эксплуатации рассматриваемых материалов. Можно выделить три пути предупреждения образования высолов. Первый – это использование в технологии материалов, не способствующих образованию высолов. Например, вместо портландцемента применять

шлакопортландцементы, пуццолановые цементы и.т.п. Пигменты, применяемые в технологии декоративных растворов и бетонов не должны содержать легко растворимых солей, способных образовать высолы и пятна. Второй путь – «связать» в водонерастворимые соединения главных виновников высолообразования при использовании портландцементов это гидроксиды кальция и магния. Наибольшее предпочтение здесь следует отдать активному микрокремнезему, который переводит гидроксиды в нерастворимые гидросиликаты по следующей схеме.

Однако, введение добавок в количествах, достаточных для связывания всего гидроксида кальция понизит скорость твердения бетона и скажется на его стоимости. При оценке эффективности этого пути следует учитывать, что высолы явление поверхностное, поэтому подавляющая доля гидроксида кальция не принимает участия в рассматриваемом процессе, т.е. остается «запертой» в растворе или бетоне. Для предупреждения образования высолов на керамических материалах в состав шихты дополнительно вводится карбонат бария, который переводит растворимые соединения типа сульфата натрия, кальция в нерастворимый сульфат бария. Другой активной добавкой, устраняющей высолы, является аморфный кремнезем, который в условиях высоких температур образует силикат кальция или магния с выделением диоксида серы. Третий путь рассматривает возможность вообще «не выпускать» гидроксиды на поверхность, т.е. полностью «запереть» внутри рассматриваемого материала. Необходимым условием образования высолов является наличие капилляров, по которым жидкая фаза цементного камня с растворенным в ней гидроксидом выносится на поверхность изделия. Возможных причин образования капиллярных пор (макропоры размером более $6 \cdot 10^{-6}$ м) в затвердевшей цементно-песчаной смеси (растворной части бетона) по крайней мере две: неправильно выбранное соотношение «песок – цементное тесто» и состав самого цементного теста. Чтобы в затвердевшем бетоне не образовывалась система сообщающихся макропор, по которым может

мигрировать жидкая фаза, необходимо обеспечивать достаточное количество цементного теста по отношению к песку. Это известная задача в технологии бетона, для успешного решения которой необходимо применять пески с оптимальным зерновым составом и с невысокой удельной поверхностью. Капиллярные поры (макропоры) в самом цементном камне - неизбежная плата за избыточное несвязанное цементном содержание воды.

Для предупреждения высолообразования на поверхности цементных изделий наносится защитная пропитка. Возможны два варианта пропитки поверхности растворных и бетонных изделий: силиконовыми составами или бесцветными водоразбавляемыми акриловыми дисперсиями. Пропитка силиконами оказалась не очень эффективной в отношении предотвращения высолообразования. Предотвращая попадание жидкой воды внутрь бетона, силикон практически не влияет на поступление в поры раствора и бетона водяного пара, который может там конденсироваться.

Покрытие раствора и бетона акриловыми дисперсиями создает на его поверхности прозрачную пленку, которая закрывает поры бетона и предотвращает выделение карбоната кальция на поверхности. Малая толщина покрытия ограничивает срок его службы 1-2 годами. Но этого вполне достаточно, так как белый налет обычно образуется в первые два года. Интересно отметить, что благодаря газопроницаемости пленки, поверхностный слой раствора и бетона под ней карбонизируется по описанной ранее схеме. Это служит гарантией от последующих высолов. Пропитка же фасадных отделочных композитов силиконовыми, а также силоксановыми составами весьма эффективна поскольку стена должна «выдыхать» влагу через отделочный слой в виде пара в окружающую среду и в тоже время отделка должна предотвращать попадание воды внутрь и в первую очередь при действии косых дождей. С данной задачей вполне успешно справляются современные так называемые «вентилируемые фасады».

Задания для самостоятельного решения.

Таблица 1

Таблица соответствия выбора варианта:

I – предпоследняя цифра, II – последняя цифра номера зачетки

II I	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
1	1	2	3	2	5	8	1	8	8	7
2	10	5	8	5	11	3	6	5	10	10
3	9	7	14	7	12	2	5	11	11	1
4	7	3	11	10	9	1	11	12	14	12
5	6	8	2	1	7	11	12	9	1	9
6	5	10	5	12	2	14	9	5	10	1
7	8	11	7	9	5	13	8	7	9	6
8	3	14	10	7	7	8	2	2	7	5
9	2	13	9	6	3	9	14	5	6	11
0	1	8	7	4	5	7	3	4	1	12

Таблица 2

Исходные данные для выполнения работы

Вариант	Вид повреждения, расположение и характерные признаки
1	Поверхностные дефекты, впадины наплывы, шелушения, щебенистость, глубиной от 0,5 до 20 мм без оголения арматуры.
2	Недостаточная толщина защитного слоя, раковины, полости и сколы от 20 до 50 мм в т. ч. с оголением арматуры.
3	Волосяные трещины, не имеющие четкой ориентации, появляются на поверхности в течение короткого времени после бетонирования.
4	Трещины вдоль арматуры, следы ржавчины на поверхности бетона.
5	Сколы бетона.
6	Промасливание бетона.
7	Отслоение защитного слоя бетона. Повреждения арматуры и закладных деталей.
8	Нормальные и наклонные трещины в изгибаемых

	Конструкциях и в растянутых элементах конструкций шириной раскрытия более 0,3 мм.
9	Относительные прогибы, превышающие предельно допустимые по нормам проектирования.
10	Уменьшение площадок опирания относительно проектных.
11	Трещины, выбоины, раскалывание фундаментов под оборудование, вырыв анкерных болтов.
12	Полости и пустоты в бетоне
13	Высолы на поверхности бетона.
14	Поверхность покрыта сажой и копотью, сколы и обнажение арматуры, отделение бетона без обрушения (глухой звук при простукивании), желтый цвет бетона. Трещины до 1 мм.

Практическое занятие №2: Определение категории технического состояния конструкции. Оценка соответствия технического состояния требованиям безопасности, пригодности к эксплуатации.

Методические указания к выполнению задания.

При определении категории технического состояния конструкций и оценке соответствия требованиям безопасности, пригодности к эксплуатации необходимо учитывать ряд факторов:

- дефекты и повреждения;
- возможные последствия дефектов и повреждений.

Условие задания.

Вариант исходных данных определяется по таблице 4. Используя исходные данные, предоставленные в таблице 5, а так же теоретический (лекционный материал) определить категорию технического состояния конструкций и дать оценку соответствия требованиям безопасности, пригодности к эксплуатации.

Указания к выполнению.

При определении категории технического состояния конструкций и оценке соответствия требованиям безопасности, пригодности к эксплуатации необходимо руководствоваться нормативными документами, лекционными материалами, а также интернет источниками.

Определение категории технического состояния здания – это комплекс мероприятий, направленных на установление фактических эксплуатационных характеристик объекта, от которых зависит возможность его дальнейшей безопасной эксплуатации. В процессе оценки устанавливается уровень рабочей пригодности как отдельных конструктивных элементов, так и всего сооружения в целом. Критериями оценки выступают значения, полученные при сопоставлении указанных в нормативной или проектной документации показателей с фактическими.

В каких случаях устанавливается техническое состояние

Необходимость в оценивании категории технического состояния зданий и сооружений на предмет их эксплуатационной пригодности требуется в ряде случаев:

- перед реконструкцией или проведением капитального ремонта строительных объектов;
- для измерения степени ущерба при расчете суммы страховых выплат;
- при получении права собственности на недвижимость или предоставлении ее в качестве залога;
- для определения возможности дальнейшего функционирования строений после их разрушений вследствие воздействия внешних факторов;
- для обозначения степени износа построек, расположенных вблизи участков планируемой застройки или реконструкции соседствующих объектов;
- для установления текущего состояния незавершенного объекта и целесообразности возобновления строительных работ.

При проведении обследования на категорию состояния строения выявляются протекающие в его конструктивных элементах процессы и при наличии отклонений разрабатываются меры по предотвращению деформаций и аварийных ситуаций.

Оценивать степень эксплуатационной пригодности строительных конструкций или зданий и сооружений можно, используя понятие категории технического состояния, устанавливаемой в зависимости от доли снижения несущей способности конструкций и эксплуатационных характеристик сооружения.

Оценить техническое состояние — значит установить степень эксплуатационной пригодности строительных конструкций или объекта в целом на основе сопоставления фактических значений количественно оцениваемых признаков со знанием тех же признаков, рекомендуемых

проектом или нормативным документом. Основными категориями технического состояния являются следующие.

Категория технического состояния строительных конструкций, при которой количественные и качественные значения параметров всех критериев ее оценки соответствуют требованиям нормативных документов (ГОСТов, ТУ, СП и др.), называется нормативным уровнем технического состояния.

Нормативное (исправное) состояние — такая категория технического состояния строительных конструкций, зданий и сооружений, которая характеризуется отсутствием дефектов и повреждений, влияющих на снижение несущей способности и эксплуатационной пригодности.

Категория технического состояния — это состояние, при котором отдельные численно оцениваемые контрольные параметры не отвечают требованиям проекта, норм и стандартов, но имеют нарушения, в данных условиях не приводящие к нарушению работоспособности, а несущая способность, с учетом имеющихся дефектов, обеспечена. Примерами может служить отклонение от нормативов деформативных параметров или наблюдающиеся в железобетонных конструкциях небольшие отклонения по трещиностойкости. Такая категория характеризуется как работоспособная.

Ограниченно работоспособное состояние — это такое техническое состояние строительных конструкций, при котором имеются дефекты и повреждения, приведшие к снижению несущей способности, но при этом нет опасности внезапного разрушения, а функционирование возможно при контроле состояния и условий эксплуатации этих конструкций.

Аварийное состояние — такая категория технического состояния строительных конструкций либо зданий и сооружений, которая характеризуется снижением несущей способности и эксплуатационных характеристик, из-за чего возникает опасность для пребывающих там людей и находящегося оборудования. В этом случае необходимо выполнение страховочных мероприятий и усиление конструкций. Безопасность

технического состояния строительных конструкций, зданий или сооружений не обеспечивается. Эта категория характеризуется повреждениями и деформациями, при которых дальнейшая эксплуатация недопустима и имеется опасность обрушения. В данном случае необходимо принятие срочных мер по устройству страховок, замене конструкций или их усилению.

Каждое здание и сооружение характеризуется определенными эксплуатационными качествами: прочностью и устойчивостью конструкций, их теплозащитными свойствами, герметичностью, звукоизолирующей способностью и т. д.

Обобщенные группы основных параметров, определяющих эксплуатационную пригодность зданий:

1. Характеризующие конструктивную надежность, физическую долговечность – прочность и устойчивость конструкций, влаго- и морозостойкость конструкций, водонепроницаемость конструкций.

2. Характеризующие функциональное соответствие, моральную долговечность – удельные площади и кубатура, температурно- влажностный режим помещений, герметичность, звукоизоляция, инженерное оборудование и коммуникации.

3. Архитектурно – художественное оформление и соответствие назначению.

4. Экономичность возведения и эксплуатации.

Конкретный их перечень и числовые значения устанавливаются в проекте при выборе объемно-планировочных и конструктивных решений зданий, строительных материалов и конструкций с учетом назначения и особенностей каждого здания или сооружения, района строительства и т. д.

Построенные здания и сооружения под воздействием природных и функциональных факторов со временем теряют свои эксплуатационные качества, подвергаются износу и разрушаются. При этом различают физический износ как потерю прочностных качеств и моральное старение как

потерю технологического соответствия и стоимости в связи с ростом научно-технического прогресса.

Свойство здания сохранять в определенных пределах заложенные в нем параметры называют надежностью здания.

Надежность закладывается в процессе проектирования зданий и сооружений при расчетах на прочность, устойчивость, герметичность и т. д.

Надежность зданий в процессе технической эксплуатации сохраняется или восстанавливается путем своевременного возобновления защитных покрытий, замены или усиления ослабленных элементов и т. д.

Для обеспечения надежности, долговечности и пригодности зданий к дальнейшему использованию по назначению необходимо, чтобы они находились в исправном состоянии.

В процессе эксплуатации здания и сооружения подвергаются как внешним, так и внутренним агрессивным воздействиям, которые подразделяются на физико-химические и механические.

К физико-химическим воздействиям относятся радиация, температура, осадки, газы, химические вещества, электромагнитные волны, биологические вредители, технологические процессы, влажность, а к механическим — воздушные потоки, нагрузки, морозное пучение, давление грунта и т. д.

По физическому состоянию агрессивные среды, воздействующие на объекты недвижимости, классифицируются на газовлажностные, жидкие и твердые.

Газовлажностные среды характеризуются уровнем относительной влажности воздуха (от 60 до 100%) и концентрации газов в воздухе.

Жидкие среды — это грунтовые воды, как правило, многокомпонентные, в которых протекают физико-химические процессы образования хлористых, сульфатных и магниевых солей кальция, вследствие чего развиваются процессы сульфатной коррозии и образования кристаллогидратов.

Твердые среды — сухие минерализованные грунты, удобрения, производственная пыль.

Под дефектом строительных конструкций зданий и сооружений понимается любое отклонение от проекта или стандарта, превышающее нормированное или допускаемое значение. Таким образом, дефектами являются отклонения: качественных показателей и свойств бетона, толщины защитного слоя, геометрических размеров конструкций и узлов их сопряжений и т. д., которые возникают при изготовлении и монтаже конструкций.

В процессе эксплуатации конструкций формируются повреждения — отклонения от исходного состояния, превышающие установленные допускаемые величины: появление трещин там, где они недопустимы, чрезмерное их раскрытие или чрезмерные прогибы; уменьшение прочности бетона или размеров поперечных сечений и т. д.

Причины, вызывающие повреждения, подразделяются на четыре основные группы:

- воздействия внешних факторов;
- воздействия технологических процессов;
- проявление дефектов проектирования и строительства зданий;
- нарушение правил эксплуатации зданий.

Значимость последствий от накопления деформаций и повреждений можно подразделить на следующие категории:

I категория — угроза обрушения или аварии, устраняемая заменой конструкций;

II категория — повреждения несущих конструкций, устраняемые при капитальном ремонте;

III категория — мелкие повреждения, устраняемые при текущем или капитальном ремонте.

Повреждения можно классифицировать с точки зрения причин, их вызывающих на:

- повреждения, вызванные воздействием внешних факторов природного и искусственного происхождения;

- повреждения, связанные с проявлением дефектов проектирования и строительства зданий;

- повреждения, связанные с нарушением правил эксплуатации.

В зависимости от характера проявления различают следующие повреждения:

- нарушение до полного разрушения структуры материала, вызванное влиянием грунтовых или поверхностных вод, поражением грибом, эрозией, коррозией, механическими повреждениями из-за аварий, стихийных бедствий или неправильной эксплуатации здания (например, фундаменты, подвальные стены, стены, колонны и т.д.);

- трещины в конструкциях, вызванные местной перегрузкой, неправильным армированием на опорах (например, в перекрытиях), ослаблением основания, неравномерной осадкой из-за заложения фундаментов на разной глубине, нахождением на грунтах разной несущей способности, а также вследствие нарушения структуры материала;

- боковые прогибы фундаментов и подвальных стен, вызванные односторонним давлением грунта или распором, отклонение стен и колонн от вертикали;

- прогибы перекрытий, балок, сводов вследствие перегрузки или частичной потери несущей способности.

При ограниченных прогибах трещины на перекрытии не появляются, однако при дальнейшем прогибе может произойти обвал всего перекрытия;

- боковой прогиб перегородок (выпучивание);

- повреждения внутренней или наружной штукатурки, облицовки, слоя окраски стен или потолков (в виде трещин, отслоений, шелушений и т.п.);

- повреждения столярных изделий;

- повреждения теплоизоляции внутреннего слоя в сборных железобетонных конструкциях;

- повреждения электросети, санитарно-технического оборудования.

Основные виды ремонта строительных конструкций подразделяются на:

- повреждения, вызванные воздействием технологических факторов;
- восстановление (восстановление защитных покрытий, заделка трещин, восстановление температурно-влажностного режима и т.д.);
- усиление (увеличение сечения элемента, устройство обоем, усиление узлов и т.д.);
- замена (устройство тяжей, опор, изменение расчетной схемы, замена новым элементом и т.д.).

Методы ремонта выбирают в зависимости от степени физического износа здания и его отдельных элементов, а также от характера неисправностей и повреждений. Потерю несущей способности устраняют путем усиления конструкций и элементов при внеочередном ремонте (по необходимости), другие повреждения устраняют при плановых капитальных и текущих ремонтах путем восстановления эксплуатационных свойств.

Методы ремонта основных несущих конструкций зданий:

- нанесение штукатурного слоя;
- торкретирование; - инъектирование;
- наращивание с армированием;
- установка тяжей, обоем, хомутов, каркасов, поясов, затяжек и т.д.;
- изменение статической схемы (например, для балконов);
- замена лицевого слоя конструкции (кладки, облицовки);
- утепление конструкций, стыков; - герметизация стыков; - замена конструкций.

Решение задания.

Пример определения категории технического состояния конструкций и оценке соответствия требованиям безопасности, пригодности к эксплуатации.

Исходные данные:

Несущими конструкциями 4-х этажного здания являются железобетонные колонны. При обследовании здания были выявлены следующие дефекты:

Таблица 1

Вид дефекта	Причина возникновения дефектов	Уменьшение поперечного сечения колонны (физический износ) Δ , %
1	2	3
Малозначительные дефекты (класс 3)		
Шелушение граней и поверхности бетона	Воздействие агрессивных средств. Попеременное замораживание – оттаивание или увлажнение – высыхание	До 5
Сколы бетона на гранях, выбоины, раковины	Механические повреждения при перегрузке и эксплуатации. Коррозия арматуры. Огневое воздействие	До 5
Усадочные трещины	Усадочные деформации бетона	До 10
Значительные дефекты (класс 2)		
Трещины вдоль продольной арматуры, обнажение и коррозия арматуры	Коррозия арматуры в результате нарушения защитного слоя бетона и воздействия агрессивных сред	До 11
Сколы бетона, обнажение и коррозия рабочей арматуры	Коррозия арматуры в результате нарушения защитного слоя бетона и воздействия агрессивных сред	До 40
Критические дефекты (класс 1)		

Продольные силовые трещины	Перегрузка при центральном сжатии или при увеличении эксцентриситета. Снижение прочности бетона. Уменьшение диаметра сжатой арматуры вследствие коррозии	Св. 40
-------------------------------	---	--------

В случае, если дефект или повреждение не имеет нормируемого численного значения (дефект группы Б), отнесение его к определенному классу производится экспертно на основе анализа его последствий. Для железобетонных колонн определенные совокупности дефектов, каждый из которых при отдельном их рассмотрении являются малозначительными, могут быть эквивалентны значительному или даже критическому дефекту и должны относиться к соответствующей категории. Совокупности же значительных или значительных с малозначительными дефектов аналогичным образом могут быть эквивалентны критическому дефекту и должны относиться к категории критических.

По степени распространения дефектов по длине железобетонной колонны различают:

- единичные дефекты (повреждения), занимающие до 10 % длины колонны;
- многочисленные дефекты (повреждения) – от 10 до 40 % длины колонны;
- массовые дефекты (повреждения) – свыше 40 % длины колонны. По результатам предварительного обследования с учетом выявленных дефектов и повреждений железобетонная колонна относится к одной из пяти категорий технического состояния.

Все возможные дефекты железобетонных колонн делятся на:

- критические (класс 1);

- значительные (класс 2);
- малозначительные (класс 3).

Такое разделение необходимо для оценки степени влияния каждого рассматриваемого дефекта на эффективность и безопасность использования железобетонных колонн с учетом назначения, устройства, режимов и условий эксплуатации.

Определяющим параметром несущей способности железобетонной колонны является размер поперечного сечения, уменьшение которого существенно снижает эксплуатационные качества колонны. В связи с этим за предельное значение принята величина поперечного сечения железобетонной колонны.

Анализ влияния возможных дефектов на снижение эксплуатационных показателей качества железобетонных колонн в производственных условиях показывает, что к малозначительным дефектам, которые уменьшают поперечное сечение колонны до 10 %, относятся: шелушение граней и поверхности бетона; отслоение лещадок бетона; сколы бетона на гранях, выбоины, раковины; усадочные трещины. Значительными являются дефекты: трещины вдоль продольной арматуры, обнажение и коррозия арматуры, трещины вдоль поперечной арматуры, обнажение и коррозия арматуры, сколы бетона, обнажение и коррозия рабочей арматуры – они уменьшают поперечное сечение колонны от 10 до 40 %. Уменьшают поперечное сечение колонны свыше 40 % такие дефекты, как трещины в консолях и в местах опирания балок, продольные силовые трещины, поперечные (нормальные) силовые трещины, разрушение сечения колонны, коррозия и разрывы рабочей арматуры. Эти дефекты железобетонных колонн относятся к критическим.

Определение категории технического состояния железобетонных колонн.

Железобетонные колонны относятся к конструкциям первой степени ответственности, локальный отказ которых может привести к полному или

ограниченному отказу системы элементов (здания или сооружения), к значительному снижению показателей эксплуатационных качеств конструкций или помещений, существенному ухудшению основных технико-экономических показателей.

Оценку технического состояния железобетонных колонн производят по следующим категориям.

Категория I – исправное (хорошее) состояние – конструкция железобетонной колонны удовлетворяет предъявляемым требованиям по прочности (устойчивости), жесткости и трещиностойкости. Долговечность колонны по сравнению с проектной не снижена.

Категория II – неисправное (удовлетворительное) состояние – конструкция железобетонной колонны удовлетворяет предъявляемым требованиям по прочности (устойчивости), жесткости и трещиностойкости. Имеются признаки снижения долговечности колонны по сравнению с проектной.

Категория III – ограниченно работоспособное (не вполне удовлетворительное) состояние – конструкция железобетонной колонны удовлетворяет предъявляемым требованиям по прочности (устойчивости), жесткости и трещиностойкости. Долговечность колонны существенно снижена. Опасность обрушения отсутствует.

Категория IV – неработоспособное (неудовлетворительное) состояние – конструкция железобетонной колонны не удовлетворяет предъявленным к ней требованиям по прочности (устойчивости) или жесткости.

Категория V – предельное (предаварийное) состояние – конструкция железобетонной колонны не удовлетворяет предъявленным к ней требованиям по прочности (устойчивости). Существует опасность обрушения и угроза безопасности работающих.

Техническое состояние железобетонных колонн характеризуется классами дефектов и степенью их распространения по длине колонны.

Категорию технического состояния следует определять по сочетанию наиболее значимого класса дефекта и степени их распространения по длине колонны (таблица 2).

Таблица 2

Класс дефекта	Категория технического состояния железобетонных колонн при степени распространения дефектов по длине колонны		
	единичных (до 10)	многочисленны х (от 10 до 40)	массовы х (св. 40)
Класс 3 (малозначительные дефекты) – уменьшение поперечного сечения до 10 %: шелушение граней и поверхности бетона, сколы бетона на гранях, выбоины, раковины усадочные трещины	I,II	-	-
Класс 2 (значительные дефекты) – уменьшение поперечного сечения от 10 до 40 %: трещины вдоль продольной арматуры, обнажение и коррозия арматуры, сколы бетона, обнажение и коррозия рабочей арматуры	III	IV	
Класс 1 (критические дефекты) – уменьшение поперечного сечения св. 40 %: продольные силовые трещины		V	

В зависимости от категории технического состояния принимают решение о выполнении необходимых мероприятий по восстановлению эксплуатационных качеств железобетонных колонн.

Мероприятия по восстановлению эксплуатационных качеств железобетонных колонн.

Мероприятия по восстановлению эксплуатационных качеств железобетонных колонн планируют, исходя из категории их технического состояния. В соответствии с действующими нормативными документами и практикой усиления конструктивные и организационно-технологические мероприятия по восстановлению эксплуатационных качеств железобетонных колонн приведены в таблице 3.

Таблица 3

Категория технического состояния железобетонных колонн	Вид дефекта	Мероприятие по восстановлению эксплуатационных качеств железобетонных колонн
1	2	3
I – исправное (хорошее) состояние. Физический износ – до 10 %. Дефекты устраняются в процессе техни	Единичные малозначительные дефекты, не снижающие несущую способность и долговечность колонны: волосяные трещины в растянутой зоне небольшие сколы и раковины в пределах защитного слоя рабочей арматуры	Покрытие защитными составами во время технического обслуживания колонн
II – неисправное (удовлетворительное) состояние. Физический износ – от 11 до 30 %. Дефекты устраняются в процессе технического обслуживания и текущего ремонта	Единичные или многочисленные малозначительные дефекты, существенно не снижающие несущую способность колонны. Имеются признаки снижения долговечности: шелушение граней и поверхности бетона сколы бетона, выбоины, раковины до 5 % сечения колоны усадочные и силовые трещины	До 40. Затирка трещин ремонтными составами, восстановление защитного слоя бетона во время текущего ремонта колонн

	(ширина раскрытия трещин до 0,3 мм)	
III – ограниченно работоспособное (не вполне удовлетворительное) состояние. Физический износ – от 31 до 40 %. Дефекты устраняются в процессе ремонта и усиления	Многочисленные малозначительные или единичные значительные дефекты. Долговечность колонны существенно снижена: сколами и выбоинами, достигающими 30 % всего сечения колонны (глубиной до 5 мм не более трех на 1 м²) следами коррозии на рабочей арматуре с уменьшением ее площади до 5 % трещинами в растянутой зоне (ширина раскрытия трещин до 0,5 мм)	Ремонт с частичной разборкой бетона, исправление поврежденной арматуры, перебетонирование сколов и выбоин, инъектирование трещин, увеличение сечения и усиление поврежденных участков колонн
IV – неработоспособное (неудовлетворительное) состояние. Физический износ – от 41 до 60 %. Дефекты устраняются в процессе капитального ремонта и усиления посредством увеличения поперечного сечения с предварительной разгрузкой	Многочисленные значительные или единичные, многочисленные критические дефекты: трещины вдоль продольной и поперечной арматуры (ширина раскрытия трещин до 1 мм) с нарушением ее сцепления с бетоном оголение и коррозия арматуры с уменьшением ее площади свыше 5 % глубокие сколы бетона от 30 до 50 % всего сечения колонны	Усиления с увеличением поперечного сечения на всю высоту колонн путем устройства железобетонных обойм, односторонних и двухсторонних наращиваний, стальных обойм и стальных обойм с обетонированием
V – предельное (предаврийное) состояние. Физический износ – от 61 до 80 %. Требуется вывод людей из опасной зоны, срочная разгрузка колонн и (или) устройство	Массовые значительные или многочисленные, массовые критические дефекты: массовые продольные и поперечные силовые трещины по всему сечению колонны (ширина трещин до 2 мм)	В отдельных случаях применяют технические решения, характерные для IV категории технического состояния либо

временных креплений с последующей разборкой и заменой		разборку и замену конструкции колонны
---	--	---

Для железобетонных колонн I и II категорий технического состояния требуется техническое обслуживание и текущий ремонт. Для железобетонных колонн, относящихся к III категории технического состояния, выполняют ремонт с частичной разборкой бетона, исправлением поврежденной арматуры, перебетонированием сколов и выбоин, инъектированием трещин, а зачастую и с усилением поврежденных участков колонн. 20 Железобетонные колонны, относящиеся к IV категории технического состояния, усиливают посредством увеличения их поперечного сечения в виде железобетонных обойм, односторонних и двухсторонних наращиваний, стальных обойм и стальных обойм с обетонированием. При повреждении поперечного сечения свыше 50 % (V категория технического состояния) колонны относятся в основном к разрушенным, хотя в некоторых случаях могут быть восстановлены с применением технических решений, характерных для IV категории технического состояния.

Задания для самостоятельного решения.

Таблица 4

Таблица соответствия выбора варианта:

I – предпоследняя цифра, II – последняя цифра номера зачетки

II I	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
1	5	7	3	2	7	5	6	5	4	2
2	8	5	8	5	6	8	1	3	2	5
3	7	3	7	7	1	7	4	10	10	7
4	6	10	6	10	4	9	2	2	9	10
5	7	8	1	3	1	6	10	1	3	3
6	5	7	4	8	4	3	1	5	2	10
7	3	6	2	7	3	2	4	8	10	8
8	10	1	10	6	9	1	2	7	1	7
9	2	4	9	1	10	4	10	9	4	6
0	1	2	3	4	3	10	9	6	2	10

Таблица 5

Исходные данные для выполнения работы

Вариант	Тип конструкции	Вид дефекта	Уменьшение поперечного сечения колонны (физический износ) Δ , %
1	Железобетонные колонны	Отслоение лещадок бетона	До 5
		Трещины вдоль поперечной арматуры, обнажение и коррозия арматуры	До 40
		Трещины в консолях и в местах опирания балок	Св. 40

		Разрушение сечения колонны, коррозия и разрывы рабочей арматуры	Св. 50
2	Железобетонные плиты	Нормальные трещины в сжатой зоне	До 30
		Сколы бетона, продавливание полки	До 40
		Раздробление бетона опорных частей	Св. 50
3	Кирпичные стены	Раздробление кладки, короткие трещины	До 5
		Горизонтальные трещины	До 40
		Выпучивание стен	Св.50
4	Стальные балки	Образование трещин в сварных швах	До 40
		Трещины в стенке	До 10
		Коррозия стенки и поясов	До 11
5	Стальные колонны	Разрыв стержней соединительной решетки	До 10
		Разрывы полок и стенок, трещины	До 30
		Коррозия стенки и полок	До 30
6	Деревянные балки	Загнивание древесины	Св. 50
		Продольные «усушенные трещины»	До 30
		Расслоение и коробление клееных балок	До 15
7	Железобетонные	Наклонные трещины у опор	До 40

	плиты	Трещины вдоль арматуры, ржавые подтеки	До 30
		Отслоение лебедок бетона	До 11
8	Железобетонные балки	Усадочные трещины	До 30
		Нормальные трещины в растянутой зоне	До 11
		Раздробление бетона опорных частей	Св. 40
9	Железобетонные балки	Продольные трещины в сжатой зоне	До 40
		Шелушение поверхности бетона	До 5
		Сколы защитного слоя	До 30
10	Кирпичные стены	Вертикальные трещины	До 10
		Криволинейные трещины, сколы кладки	До 30
		Выветривание кладки, выпадение отдельных камней	До 10

Практическое занятие №3: Пример составления задания на разработку проекта ремонта (усиления) несущей конструкции по результатам диагностики технического состояния.

Методические указания к выполнению задания.

При составлении задания на разработку проекта ремонта (усиления) несущей конструкции по результатам диагностики технического состояния необходимо учитывать ряд факторов:

- основание для проведения работы;
- цель и задачи работы;
- источники проведения работы;
- основное содержание работы;
- технические характеристики объектов экспертизы;
- форма и сроки выполнения работ;
- особые условия проведения работ;
- дополнительные требования.

Условие задания.

Вариант исходных данных определяется по таблице 1. Используя исходные данные, предоставленные в таблице 2, а также теоретический (лекционный) материал, составить техническое задание на ремонт (усиление) несущих конструкций: основание для проведения работы, цель и задачи работы, источники проведения работы, основное содержание работы, технические характеристики объектов экспертизы, форма и сроки выполнения работ, особые условия проведения работ, дополнительные требования.

Указания к выполнению.

При составлении технического задания необходимо руководствоваться нормативными документами, лекционными материалами, а также интернет источниками.

Причины и виды повреждений, подлежащих ремонту.

Практически все бетонные изделия обладают деформативностью и могут менять форму при изменении действующих нагрузок. Сама бетонная смесь обладает крайне малой прочностью на растяжение, что компенсируется армированием конструкции. Однако это не решает проблемы полностью: в бетоне всё равно образуются трещины, но микроскопического размера и гораздо более многочисленные.

Благодаря арматурным связям бетон обретает долговечность: мелкие трещины никак не влияют на прочностные характеристики, а сам предел допустимого трещинораскрытия определяется техническими стандартами на изделие. Однако со временем даже мелкие трещины расширяются из-за трения и эрозии, к тому же не исключено, что условия эксплуатации железобетона поменяются на менее благоприятные, что вызовет ускоренный износ конструкции.

Внешне такие явления проявляются как раскрытие широких и глубоких трещин, а также в виде отслоения частей бетона, вплоть до оголения арматурного каркаса. Основная причина — вода, которая насыщает поры и, расширяясь при замерзании, изнутри разрушает бетонную оболочку. Если вода добралась до арматуры, последняя интенсивно корродирует, при этом разбухающая ржавчина препятствует сцеплению бетона с металлом и разрывает конструкцию изнутри.

- Всего выделяют 5 степеней повреждений:
- Загрязнения, раковины и усадочные трещины.
- Выколы, шелушение и обветшание поверхности.
- Сплошные выколы, пятна ржавчины, неактивные трещины до 0,2 мм.
- Трещины более 0,2 мм, образование сталактитов.
- Откалывание крупных кусков с оголением арматуры, образование пустот и расслоений.

По типам повреждения различают:

- не влияющие на свойства конструкции;
- сокращающие срок эксплуатации (истончение защитного слоя);
- снижающие несущую способность (исключение части арматуры из работы из-за оголения).

В целом можно сказать, что если из-за оголения защитных слоёв бетона не произошло деформации арматурного каркаса, изделие может быть восстановлено относительно легко. Исключение составляют случаи глубокой коррозии — когда при попытке добраться до неповреждённой ржавчиной арматуры обнаруживается, что ею поражён весь каркас. Тогда изделие признаётся непригодным к эксплуатации и подлежит замене.

Основные способы ремонта.

Существует два вида ремонта — с восстановлением несущей способности и без такового. В последнем случае действия носят косметический характер — заполняются трещины, сколы и раковины, выполняется выравнивание поверхности. Такие виды ремонта могут выполняться как в процессе возведения для устранения дефектов литья, так и по мере эксплуатации.

Ремонт с восстановлением несущей способности выполняют в следующих случаях:

- При увеличении нагрузки на конструкцию сверх проектной.
- При ухудшении условий эксплуатации.
- При ускоренном износе конструкции и появлении повреждений 3 типа 4–5 степеней.

Суть любого ремонта заключается в восстановлении массы бетона и заполнении свежим раствором тех участков, где произошло отслоение и осыпание. Если видна арматура, главная задача при ремонте — предотвратить распространение коррозии и добиться отличной адгезии смеси к металлу. Нередко в этих целях применяют ремонтные составы с полимерными составляющими.

Основных способов ремонта три:

Восстановление формы и плоскостей путём нанесения слоя бетона на поверхность.

Восстановление связи бетона с арматурой и заделка мест оголения каркаса.

Отдельно выделяют усиление железобетонных конструкций. Путём увеличения массы и габаритов конструкции достигается повышение несущей способности. В таких случаях после простейшей подготовки попросту выполняют приливы к изделию, которые после затвердевания принимают на себя часть нагрузки.

При ремонте трещин нужно понимать, являются ли они активными. Во многих случаях появление тонких трещин свидетельствует о том, что конструкция меняет форму из-за колебаний температуры, сейсмической активности или из-за изменения свойств грунта. Такие деформации, как правило, носят обратимый характер, то есть трещины закрываются после восстановления исходной формы. Если в момент раскрытия заполнить их несжимаемым материалом, после обратной деформации конструкции ещё более широкая трещина появится на обратной стороне изделия.

Активные трещины принято устранять составами, сохраняющими способность растягиваться и сжиматься не менее 50% от изначальных размеров. Лечение трещин до 0,3 мм хорошо производить поверхностной заделкой, используя эпоксидные смолы ЭЛД-283, ЭЛД-552. Более широкие трещины заполняют на всю глубину с помощью инъецирования: по всей протяжённости раскола с шагом 10–15 см сверлятся отверстия, через которые с помощью шприца вводится эпоксидная смола. Такой метод ремонта помогает существенно снизить водопоглощение бетона, устранить проникновение влаги и атмосферного кислорода к арматуре.

Чтобы отличить активные трещины от неактивных, на них крепят маяки из густо замешанного строительного гипса. На неактивной трещине маяк не треснет и не отпадёт. Если маяк лопнул, а трещина на нём ровная, без сколов, при этом есть видимый зазор, это указывает на то, что разлом в данный момент

расширяется. Если на лопнувшем маяке кромки разлома рваные и раскрошенные, либо одна часть маяка отпала — трещина в данный момент сокращается.

Если обследование маяками в течение года показало, что трещина неактивная, её можно заделать несжимаемым материалом, таким как мелкодисперсный пескобетон той же марки, из которой отливалась конструкция. Предварительно необходимо трещину расшить — удалить сколы и осыпающиеся частицы на краях, продуть сжатым воздухом. В зависимости от ширины, неактивная трещина также лечится либо поверхностной заделкой с помощью шпателя, либо инъектированием цементного раствора.

Устранение крупных дефектов.

Если ремонт трещин не был произведён своевременно, деструктивные явления поражают защитный слой бетона, что приводит к откалыванию и осыпанию крупных фрагментов. Поверхность бетона при этом испещрена широкими, но неглубокими трещинами, ямами, при постукивании молотком слышен гулкий звук — под поверхностью образовались пустоты.

В таких случаях защитный слой бетона восстанавливают, предварительно удалив все остатки, подвергшиеся разрушению. Достаточно часто приходится счищать с поверхности выколов и ям достаточно толстые слои рыхлого и осыпающегося бетона. Его оставлять нельзя, ведь прочность повреждённого бетона значительно ниже проектной.

Очищенную поверхность подвергают фактурированию — с помощью чеканки оставляют множество мелких засечек, способствующих более качественному сцеплению нового слоя со старым. Края восстанавливаемого участка подрубают зубилом, образуя ровную кромку глубиной не менее 10 мм.

Нанесение бетонной массы выполняют либо мастерком послойно, либо напылением под давлением — этот способ наиболее технологичный и действенный. После восстановления защитного слоя за бетоном требуется уход

в течение 7–10 дней, который заключается в периодическом увлажнении поверхности и слежении за границами заделанных участков.

При оголении арматурного каркаса.

Если разрушение бетона произошло на глубину залегания арматуры, ремонт нужно выполнять безотлагательно. Дальнейшее ослабление массы может привести к тому, что армирующие прутья согнутся и конструкция необратимо потеряет свои свойства.

В первую очередь необходимо выполнить разделку бетона вглубь залегания арматуры и убедиться, что коррозия не тронула металл на глубине более 50–60 мм. Если повреждения более глубокие — следует оголить каркас до появления незатронутых коррозией участков. Если из-за ржавчины диаметр арматуры уменьшился более чем на 10%, каркас необходимо усилить. Для этого к существующему стержню привязывается новый, длина перехлёста с нетронутой арматурой должна быть не меньше 40 диаметров.

Также при устранении дефектов с оголением арматуры практикуется привязка к каркасу армирующей сетки. Она позволяет избежать сползания толстого слоя свежего бетона и при этом препятствует раскрытию новых трещин на проблемном участке.

Стальные элементы нужно тщательно очистить от ржавчины, высолов и прочих загрязнений. Арматуру нужно хорошо отмыть преобразователем ржавчины на бескислотной основе, а затем покрыть густым цементным молоком, используя кисть. Не дожидаясь его высыхания, повреждённый участок заполняют свежим бетоном. Процедура подготовки краёв и поверхности больших выколов была описана выше.

Правила, обязательные к соблюдению.

Есть три основных требования к проведению ремонта железобетонных изделий. Главное из них — ремонтный состав должен быть идентичным, или по крайней мере совместимым с тем, который использовался при сооружении конкретной части бетонной конструкции. С полимерными материалами особых

проблем в плане совместимости нет, однако смеси на цементном связующем следует выбирать тщательно, учитывая тип и марку цемента, род и фракцию наполнителя, водоцементное отношение и наличие присадок. Если область ремонта окажется неоднородной, из-за разницы физических свойств свежий состав быстро отколется от поверхности.

Второе правило — соблюдать температурный режим. Проведение ремонтных работ запрещается, если в локальной зоне температура превышает 10 °С или ниже +5 °С. Кроме того, существуют требования к конструкциям, испытывающим повышенное влияние температурного расширения — каркасам зданий, опорам, балкам перекрытия, ж/б изделиям, эксплуатирующимся под прямыми солнечными лучами. Их средняя температура в момент ремонта не должна превышать 20 °С.

Правило третье: в момент ремонта бетон не должен быть насыщен водой. Допускается лишь смачивание поверхности и промывка трещин перед внесением ремсостава, однако при этом следует дожидаться полного впитывания влаги. Если высушить бетонную конструкцию не представляется возможным, следует добавить в ремонтную смесь модификатор, обеспечивающий адгезию к сырому бетону.

Второе правило — соблюдать температурный режим. Проведение ремонтных работ запрещается, если в локальной зоне температура превышает 10 °С или ниже +5 °С. Кроме того, существуют требования к конструкциям, испытывающим повышенное влияние температурного расширения — каркасам зданий, опорам, балкам перекрытия, ж/б изделиям, эксплуатирующимся под прямыми солнечными лучами. Их средняя температура в момент ремонта не должна превышать 20 °С.

Правило третье: в момент ремонта бетон не должен быть насыщен водой. Допускается лишь смачивание поверхности и промывка трещин перед внесением ремсостава, однако при этом следует дожидаться полного впитывания влаги. Если высушить бетонную конструкцию не представляется возможным,

следует добавить в ремонтную смесь модификатор, обеспечивающий адгезию к сырому бетону.

Необходимость усиления строительных конструкций в процессе их эксплуатации возникает как при техническом перевооружении, так и вследствие физического износа и различных повреждений, вызванных коррозией материалов, механическими воздействиями, воздействием агрессивной среды, некачественным изготовлением конструкций, нарушением норм производства строительно-монтажных работ, правил эксплуатации и условий технологии производства.

Учитывая большой объем зданий и сооружений, в которых железобетонные и каменные конструкции занимают подавляющее большинство среди всех видов строительных конструкций, вопросы практического применения различных, эффективных способов их усиления приобретают в настоящее время большое значение.

Усиление железобетонных и каменных конструкций или восстановление их несущей способности может быть выполнено различными способами. Выбор способа усиления, проведение необходимых расчетов и разработка технологии выполнения усиления проводятся компетентными специалистами с учетом экономического обоснования и материальной возможности заказчика.

В процессе проведения капитального ремонта или реконструкции здания или сооружения, в отдельных случаях возникает необходимость восстановления или увеличения проектной величины несущей способности ограждающих конструкций. Чаще всего причинами, вызывающими потребность усиления несущих стен объекта капитального строительства, становятся:

- деформации стенового ограждения вследствие просадки фундаментов;
- повреждение конструкций стенового ограждения вследствие естественного износа;

- частичное разрушение элементов ограждающих конструкций здания в результате техногенных аварий или стихийных бедствий;
- эксплуатация здания после исчерпания ресурсов, заложенных в проект;
- отклонения от проекта, допущенные в ходе производства работ;
- реконструкция объекта, в ходе которой увеличивается нагрузка на ограждающие конструкции здания;
- необходимость повышения степени сейсмостойкости конструктивных элементов постройки.

В этих и в других случаях для продолжения эксплуатации здания или с целью изменения его технико-экономических показателей, возникает необходимость в повышении прочностных показателей стенового ограждения объекта.

Перед тем как начинать усиление несущих стен, которые находятся под нагрузкой необходимо произвести инженерную подготовку этого процесса, для чего должен быть разработан проект производства работ (ППР). Этот документ не только определяет и детально описывает технологию усиления, но и определяет мероприятия, необходимые для сохранения прочности и устойчивости элементов всего здания на протяжении работ. Здесь же разрабатываются меры по обеспечению безопасности как работников, так и людей, случайно оказавшихся поблизости от объекта. Тщательная проработка ППР и безусловное его выполнение позволит добиться приведения здания в требуемое состояние с минимальными затратами и без риска возникновения аварийной ситуации.

Существует несколько методов усиления стен, дающих возможность восстановить или довести до необходимой величины несущую способность существующего ограждения, в число которых входят:

1. Торкретирование бетоном по сетке стены, подлежащей усилению с одной или с обеих сторон. Сварные арматурные сетки закрепляются к основанию анкерами (при одностороннем) или друг с другом арматурными

стержнями (при двухстороннем усилении). По сетке при помощи торкрет-пушки на поверхность слоями по 15 – 20 мм наносится бетонная смесь, которая при твердении образует рубашку, увеличивающую прочность ограждения. Этот метод позволяет:

- получить бетонную рубашку с гарантированной плотностью укладки;
- выполнить работы в сжатые сроки.

В то же время важно учесть, что:

- значительно увеличивается вес конструкций;
- требуется сложное и дорогостоящее оборудование;
- необходим персонал, обученный пользоваться торкрет-пушкой.

2. Устройство обоям из железобетона, которое выполняется локально, в местах повреждения кладки. Для этого на участок стены, где обнаружены трещины, анкерами крепится арматурная сетка с напуском на целый участок не менее 500 мм. Если трещины сквозные, то сетки устанавливаются с обеих сторон и скрепляются между собой. После этого методом торкретирования выполняется бетонная рубашка на поврежденной части ограждающей конструкции. К преимуществам этого метода усиления стен можно отнести:

- возможность получить усиление с гарантированной плотностью бетона;
- выполнить усиление в короткие сроки.

Однако при этом:

- резко возрастает масса конструкций, что может привести к необходимости усиления фундаментов;
- возникает потребность в сложном оборудовании, которое необходимо расположить на рабочем месте с последующим перемещением;
- требуются специалисты, аттестованные на работу с такого рода оборудованием;
- получается стена переменной толщины, причем перепад необходимо каким-либо образом скрыть.

3. Устройство обойм из стальных профилей – для чего вертикальные стороны проемов, расположенных в разных концах простенка, обрамляются стальным уголком и стягиваются между собой полосами из листовой стали. Полосы предварительно нагреваются и в таком состоянии привариваются к уголкам, в результате чего усиление кирпичных стен происходит при их охлаждении, когда они стягивают обрамление. В случае широкого простенка полосы скрепляются между собой тяжами. Этот способ:

- прост для контроля;
- использует стандартный металлопрокат.

В то же время:

- требуется оборудование для сварки, резки, сверления бетона или кирпича;
- требуется большой намет штукатурки при отделке поверхностей с усилением.

4. Инъектирование стен составами на основе эпоксидных смол, растворов на цементной и полимерной основе, применяемое при хорошем качестве как кладки, так и кирпича, иначе окажется невозможным создание давления, необходимого для полного заполнения трещин инъекционным раствором. Такой метод:

- восстанавливает прочностные характеристики кирпичной кладки;
- не оказывает влияния на объемы отделочных работ.

С другой стороны:

- практически невозможно проконтролировать полноту заполнения трещин инъекционным раствором;
- для использования метода инъектирования стен необходимо специальное оборудование и специалисты, умеющие с ним работать.

5. Устройство обойм из композитных материалов – угле- или стекловолокна, которыми усиливается строительная конструкция. Поверхность,

на которую крепится композитный материал, должна быть огрунтована и покрыта праймером. Такая технология:

- позволяет производить усиление, не уменьшающее площадь помещения;
- дает возможность выполнять проектную отделку.

Но при этом:

- работы с композитом должны выполнять подготовленные специалисты;
- композитные материалы имеют высокую цену.

6. Создание дополнительных элементов жесткости – диафрагм, перегородок, рам, которые могут выполняться из бетона, кирпича, стальных профилей. Они будут воспринимать часть нагрузки, приходящейся на конструкции, подлежащие усилению, разгружая их до состояния, в котором последние способны выдержать фактические усилия.

Существуют и другие, менее распространенные, методы усиления ограждающих конструкций, позволяющие получить необходимый результат, но конкретный выбор способа должен делаться проектной организацией при разработке проекта реконструкции или капремонта строения.

Как усиливают кирпичные стены:

При капитальном ремонте, реставрации или реконструкции существующих каменных зданий работы по усилению кирпичных стен крайне важны для обеспечения прочностных характеристик всего строения в целом. Просадка грунтов под фундаментом, низкое качество кладки, неправильная эксплуатация, ошибки проекта – все это приводит к возникновению трещин в кирпичных стенах, от глубины которых и характера зависит выбор метода усиления.

При трещинах в углах здания или по всей поверхности оптимальным методом усиления становится использование железобетонных обойм, которое выполняется в следующей последовательности:

- на кирпичной стене – с шагом, определенным проектом, закрепляется арматурная сетка;

- при необходимой толщине обоймы до 40 мм бетон наносится методом торкретирования;

- при требуемой толщине обоймы более 40 мм по плоскости стены выставляется опалубка, в которой предусмотрены трубки для заливки бетонной смеси.

При необходимости устройства новых проемов в кирпичной стене или усиления кладки в связи с ее деформации в местах проемов целесообразно применение обойм из стальных прокатных профилей, для устройства которых необходимо выполнить работы:

- по боковым сторонам проемов анкерами закрепить стальные уголки, забивая цементно-песчаным раствором пазухи между уголком и кладкой;

- стянуть уголки стальными полосами, закрепив их анкерами или скрепить между собой при двухстороннем усилении;

- закрепить на стене арматурную сетку;

- нанести на поверхность стены цементно-песчаный раствор толщиной 20-30 мм, который предотвратит коррозию стальных конструкций.

Благодаря появлению новых материалов появилась возможность повысить прочность ограждающих конструкций из кирпича без увеличения веса и толщины стен, для чего выполняется обойма из композитных материалов в следующем порядке:

- поверхность обрабатывается специальной пропиткой;
- обработанную поверхность покрывают грунтовкой для повышения адгезии;

- закрепляют на стене углеграфитовое волокно или стеклоткань;

- выполняют проектную отделку.

При недостаточной прочности стен, выложенных из качественного кирпича, используется инъектирование кладки специальными составами. Эта работа состоит из операций:

- устройства в кирпичной кладке горизонтальных скважин диаметром около 20 мм под углом около 60° к вертикали;
- установка в скважины инъекционных трубок;
- закачивание через трубки под давлением составов на основе микроцемента или эпоксидных смол, которые заполняют все трещины и полости;
- извлечение трубок.

Это наиболее распространенные и эффективные методы усиления стенового ограждения из кирпича, хотя проектом могут быть предусмотрены и другие способы.

Решение задания.

Пример составления технического задания на ремонт (усиление) несущих конструкций.

Исходные данные:

ТЕХНИЧЕСКОЕ ЗАДАНИЕ.

Обследование зданий и сооружений, разработка проекта усиления конструкций.

1. Основание для проведения работы:

Требование НТД «Правила технической эксплуатации электрических станций и сетей Российской Федерации», утверждённые Минэнерго России №229 от 19.06.03г.

2. Цель и задачи работы:

Оценка фактического состояния объектов обследования. Пригодность и работоспособность объектов обследования, возможность их дальнейшей эксплуатации или необходимость восстановления и усиления. При необходимости ремонта/усиления разработать проект ремонта/усиления.

3. Источники проведения работы:

3.1. СП 13-102-2003. «Правила обследования несущих строительных конструкций зданий и сооружений».

- 3.2. СП 112.13330.2011 «Пожарная безопасность зданий и сооружений»;
- 3.3. СП 56.13330.2011 «Производственные здания»;
- 3.4. СП 131.13330.2012 «Строительная климатология».
- 3.5. СП 20.13330.2016 «Нагрузки и воздействия».
- 3.6. СП 15.13330.2012 «Каменные и армокаменные конструкции».
- 3.7. СП 28.13330.2012 «Защита строительных конструкций от коррозии».
- 3.8. СП 17.13330.2011 «Кровли».
- 3.9. СП 70.13330.2012 «Несущие и ограждающие конструкции».

4. Основное содержание работы:

- 4.1. Ознакомление с проектной документацией, исполнительной документацией, результатами ранее проведенных обследований;
- 4.2. Ознакомление с эксплуатационной и ремонтной документацией;
- 4.3. Сбор исходных данных по условиям эксплуатации (температурно-влажностной режим, агрессивность среды, динамические воздействия и т.д.);
- 4.4. Определение фактических нагрузок на несущие строительные конструкции от веса кровли, подвесного кранового и технологического оборудования. Уточнение расчетных схем загрузки строительных конструкций;
- 4.5. Уточнение схемы расположения элементов и узлов их крепления, обеспечивающих устойчивость здания.
- 4.6. Проведение выборочно обследования строительных конструкций:
 - 4.6.1. Проверка соответствия габаритных размеров, сечений основных элементов строительных конструкций проектным параметрам;
 - 4.6.2. Проверка надежности и качества монтажа строительных конструкций, узлов их крепления, состояния сварных и болтовых соединений;
 - 4.6.3. Определение (выборочно) прогиба и деформаций основных строительных конструкций;
 - 4.6.4. Выявление дефектов, повреждений и участков разрушений, уточнение их параметров и мест расположений;

4.6.5. Анализ динамики развития дефектов в сравнении с результатами ранее проведенных обследований;

4.6.6. Вскрытие отдельных участков строительных конструкций с целью определения фактически примененных марок и диаметров рабочей арматуры;

4.7. Проверка на соответствие нормами правилам фактически выполненных объемно- планировочных решений;

4.8. Разработка рекомендаций, технических решений по устранению выявленных дефектов и повышению эксплуатационной надежности конструкций;

4.9. Составления заключения по результатам проведенной экспертизы с выводами пригодности зданий к дальнейшей эксплуатации.

5. Технические характеристики объектов экспертизы:

5.1. Подстанция «РП-1»

5.1.1. Высота здания – 7,25 м

5.1.2. Материал конструкций: Фундаменты – бутобетонный, перекрытия – ж/б плиты, стены – кирпичные, кровля рулонная.

5.2. Подстанция «РП-4»:

5.2.1. Высота здания – ОПУ (30.А)- 3,05м, ЗРУ (30.А)- 3,05м; 6,25м; 3,20м, ЗРУ (30.А1)- 6,1м

5.1.2. Материал конструкций: Фундаменты – сборный железобетонный, перекрытия – ж/б плиты, стены – ж/б, кровля рулонная.

5.3. Подстанция «»:

5.3.1. Высота здания – 4,8 м; 3,70м

5.3.2. Материал конструкций: Фундаменты – ленточный бетонный, перекрытия – ж/б панели, стены – кирпичные, кровля рулонная.

5.4. Подстанция «Западная»:

5.4.1. Высота основного здания – 5,10 м, пристройки 1- 4,35м; пристройки 2- 3,95м

5.4.2. Материал конструкций: Фундаменты – ленточный бетонный, перекрытия – ж/б плиты, стены – кирпичные, кровля рулонная.

5.5. Подстанция «Кедровая»:

5.5.1. Высота здания – 5,97 м,

5.5.2. Материал конструкций: Фундаменты – ленточный бетонный, перекрытия – ж/б плиты, стены – кирпичные, кровля 1-скатная рулонная.

5.6. Подстанция «Северная»:

5.6.1. Высота здания – 5,55 м,

5.6.2. Материал конструкций: Фундаменты – ленточный бетонный, перекрытия – ж/б плиты, стены – кирпичные, кровля рулонная.

6. Форма и сроки выполнения работ:

Выполняется в виде заключения и передается Заказчику в двух экземплярах.

Сроки выполнения работ апрель - октябрь 2019г.

7. Особые условия проведения работ:

7.1. Заказчик обеспечивает при необходимости средствами подмащивания и освещения для обеспечения доступа и осмотра основных конструкций и их узлов.

7.2. Заказчик, при необходимости, под контролем экспертов проводит контрольные геодезические измерения прогибов и вертикальности строительных конструкций.

7.3. Заказчик представляет имеющуюся проектную, исполнительную и эксплуатационную документацию.

8. Дополнительные требования.

При необходимости разработки проекта ремонта/усиления, разработать проект с использованием композитных материалов.

Задания для самостоятельного решения.

Таблица 1

Таблица соответствия выбора варианта:

I – предпоследняя цифра, II – последняя цифра номера зачетки

II I	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
1	5	7	3	2	7	5	6	5	4	2
2	8	5	8	5	6	8	1	3	2	5
3	7	3	7	7	1	7	4	10	10	7
4	6	10	6	10	4	9	2	2	9	10
5	7	8	1	3	1	6	10	1	3	3
6	5	7	4	8	4	3	1	5	2	10
7	3	6	2	7	3	2	4	8	10	8
8	10	1	10	6	9	1	2	7	1	7
9	2	4	9	1	10	4	10	9	4	6
0	1	2	3	4	3	10	9	6	2	10

Таблица 2

Исходные данные для выполнения работы

Вариант	Типы здания	Проект на разработку	Конструкции здания	Высота здания, м
1	Административное здание	Усиление	Фундамент – столбчатый, перекрытия – сборные ж/б плиты, стены – кирпичные, кровля - рулонная	7
2	Жилое здание	Ремонт	Фундаменты – ленточный бетонный, перекрытия – монолитная ж/б плита, стены – кирпичные, кровля 1-скатная рулонная	10

3	Промышленн ое здание	Ремонт	Фундамент – сплошная плита, перекрытия – сборные ж/б плиты, стены – сборные стеновые панели, кровля – плоская рулонная,	8
4	Жилое здание	Усиление	Фундаменты – ленточный бетонный, перекрытия – монолитная ж/б плита, стены – кирпичные, кровля 1-скатная рулонная	5
5	Администрат ивное здание	Ремонт	Фундамент – столбчатый, перекрытия –сборные ж/б плиты, стены – кирпичные, кровля - рулонная	7
6	Промышленн ое здание	Ремонт	Фундаменты – ленточный бетонный, перекрытия – монолитная ж/б плита, стены – кирпичные, кровля 2-скатная рулонная	15
7	Жилое здание	Усиление	Фундамент – сплошная плита, перекрытия – сборные ж/б плиты, стены – сборные стеновые панели, кровля – плоская рулонная,	30
8	Промышленн ое здание	Усиление	Фундамент – столбчатый, перекрытия –сборные ж/б плиты, стены – кирпичные,	20

			кровля - рулонная	
9	Административное здание	Усиление	Фундаменты – ленточный бетонный, перекрытия – монолитная ж/б плита, стены – кирпичные, кровля 1-скатная рулонная	6
10	Жилое здание	Ремонт	Фундаменты – ленточный бетонный, перекрытия – монолитная ж/б плита, стены – кирпичные, кровля 1-скатная рулонная	10

**Практическое занятие №4: Выбор и обоснование способа ремонта
(усиления) конструкции по результатам диагностики технического
состояния.**

Методические указания к выполнению задания.

При выполнении практической работы необходимо выполнить следующие расчеты:

- выполнить поверочный расчет кирпичного столба до усиления;
- выбрать схему усиления;
- обосновать выбранную схему усиления (несущая способность усиленного кирпичного столба);

Условие задания.

Вариант исходных данных определяется по таблице 1. Используя исходные данные, предоставленные в таблице 2, выполнить поверочный расчет кирпичного столба.

Указания к выполнению.

При выполнении работы необходимо выполнить расчеты в указанной последовательности, используя материалы лекционных занятий, а также СП 15.13330.2012 «Каменные и армокаменные», СП 20.13330.2016 «Нагрузки и воздействия».

Последовательность выполнения расчета:

1. Исходные данные принимаются согласно вариантам таблицы 1.
2. . Расчетная схема колонны – см. рис 1;
3. Определить несущую способность столба до усиления:

$$N_{нес} = m_q \varphi R A \quad (1)$$

где m_q - коэффициент, учитывающий влияние длительного воздействия нагрузки $m_q = 1$,

φ - коэффициент продольного изгиба - таблица 2;

4. Проверка условия прочности: $N_{\text{нec}} > N$ - прочность столба достаточна; если неравенство не выполняется - разработать схему усиления столба. Рекомендуется усилить столб металлической обоймой.

5. Принять следующую схему усиления кирпичного столба: уголки, установленные вертикально по углам столба и соединенные поперечными планками с шагом 0,25 м по высоте элемента.

6. Проверка условия прочности после усиления кирпичного столба:

$$N \leq \varphi \cdot \phi \left[(m_q \cdot m_k \cdot R + \eta \frac{3\mu}{1+2\mu} \cdot \frac{R_{sw}}{100}) \cdot A + R_{sc} \cdot A_s \right] \quad (2)$$

где ϕ - коэффициенты при центральном сжатии равны 1;

η - коэффициенты при центральном сжатии равны 1;

m_k - коэффициент условий работы кладки $m_k = 1$ для кладки без повреждений;

μ - процент армирования поперечными планками $\mu = 2,5$;

7. Определить площадь поперечных планок при проценте армирования $\mu = 2,5$ и шаге поперечных планок $S=25$ см:

$$A_{s1} = \frac{\mu \cdot h \cdot b \cdot S}{2 \cdot (h+b) \cdot 100} \quad (3)$$

8. Определить фактические значения ширины планки: толщина 4 мм, ширина не менее 50 мм.

Диагностика технического состояния несущих конструкций.

Необходимость проведения работ по обследованию строительных конструкций по СП 13-102-2003 зависит от состояния объекта и поставленных заказчиком задач. Основанием для обследования могут быть следующие причины:

- наличие дефектов и повреждений конструкций, которые снижают прочностные и деформативные характеристики как отдельных конструкций, так и всего здания в целом;

- увеличение эксплуатационных нагрузок и воздействий на конструкции при перепланировке, модернизации и увеличении этажности здания;

- реконструкция или изменения функционального назначения здания;
- установление целесообразности сноса здания или возможности его усиления и дальнейшей эксплуатации;
- выявление отступлений от проекта, снижающих несущую способность и эксплуатационные качества конструкций;
- отсутствие проектно-технической и исполнительной документации;
- возобновление прерванного строительства;
- деформация или осадка оснований;
- оценка состояния строительных конструкций, подвергшихся воздействию пожара, стихийных бедствий природного характера или техногенных аварий;
- оценка состояния пригодности зданий для нормальной эксплуатации и возможности нахождения в них людей;
- уточнение срока страховки и величины страховых взносов.

При обследовании зданий объектами тщательного осмотра являются следующие основные несущие конструкции: фундаменты, ростверки и фундаментные балки; стены, колонны, столбы; перекрытия и покрытия (в том числе: балки, арки, фермы стропильные и подстропильные, плиты, прогоны); подкрановые балки и фермы; связевые конструкции, элементы жесткости; стыки, узлы, соединения и размеры опорных площадок.

Для обследования и проведения диагностики должны привлекаться организации, имеющие соответствующую лицензию, сотрудники которых обладают достаточным опытом и знаниями. Для повышения уровня диагностики технического состояния изношенных конструкций предлагается трехуровневая система организации обследований.

Техническая диагностика — это научная дисциплина, которая рассматривает технические системы в целом и отдельные их элементы, изучает и выявляет причины возникновения отказов и неработоспособности, разрабатывает методы их поиска и оценки состояния таких систем.

Диагностика занимается техническими системами, которые имеют хотя бы два различных несовместимых состояния: рабочее и нерабочее. Специфичность диагностики в том, что она рассматривает и изучает системы в рабочем состоянии, отыскивает отказавшие элементы, собирает информацию о причинах и характере отказов. Главная задача диагностики как науки состоит в разработке методов и средств получения информации о состоянии технических систем. В решении задач технической диагностики можно выделить два направления: изучение конкретных объектов, построение математических моделей и изучение с их помощью объектов диагностики.

Первое направление — эмпирическое, связано с разработкой методов диагностики конкретных систем, т.е. с изучением условий их нормального функционирования; выделением составных элементов; определением возможных состояний; анализом признаков, характеризующих данное состояние; контролем параметров, определяющих эксплуатационную пригодность системы; обобщением опыта эксплуатации данной системы, закономерностей отказов и т.п. Диагностика включает в себя совокупность операций контроля с установлением последовательности оценки параметров и сравнение полученных данных с нормативными значениями этих параметров для выявления состояния системы.

Второе — общее теоретическое, оно связано не с решением конкретных задач оценки состояния технической системы, а с разработкой методов и средств их решения. Это направление занимается построением общих схем и принципов изучения систем с указанием факторов, которые должны учитываться при установлении характера повреждения. Оба направления дополняют друг друга: теоретическое, обладая определенной самостоятельностью и опережая запросы практики, при построении математических моделей использует данные эмпирического направления для оценки соответствия моделей тому или иному классу технических систем.

Существуют два основных вида диагностики повреждений зданий: визуальный и визуально-инструментальный. Последний может быть разрушающим и неразрушающим.

При визуальном осмотре выявляются видимые дефекты и повреждения конструкции: трещины, отклонения от проектных очертаний и геометрических размеров, места изменения цвета, фактуры и т.п. Особое внимание уделяется обследованию несущих конструкций: основаниям, фундаментам, стенам, перекрытиям. При этом выполняются обмеры, зарисовки, фотографии, используются простейшие приборы. При использовании *разрушающих* методов контроля, например, защитных покрытий приходится вырезать из них образцы и тем самым ослаблять их. В этом недостаток разрушающих методов контроля, но они дают более точную картину контролируемого параметра. Неразрушающие методы контроля менее трудоемки, точность их измерения 10—15%, что вполне достаточно для практических целей.

Среди параметров, определяющих состояние здания, есть основные, характеризующие эксплуатационную пригодность зданий, и неосновные, обуславливающие второстепенные их качества. После определения параметров, характеризующих техническое состояние, эксплуатационные качества зданий, важно установить их фактическое значение и допустимые отклонения от нормы.

Наиболее уязвимыми местами в конструкциях являются:

- различные сопряжения (стыки панелей, сопряжения стен зданий разной этажности, сопряжения кровли с трубами, парапетами, стенами, ендовы и т.п.);
- зоны приложения сосредоточенных нагрузок: опорные части колонн, пилястр, простенки, перемычки;
- участки вероятного увлажнения конструкций: стены с цоколем, цоколя с фундаментом и отмосткой, пропуска водосточных труб

через карнизы, возможного скопления атмосферных вод и подтопления фундаментов;

- пропуск коммуникаций через стены;
- излом и сопряжения горизонтальной и вертикальной гидроизоляции.

Экспертное обследование проводится экспертом — высококвалифицированным специалистом, имеющим соответствующий документ на проведение экспертизы технического состояния данного вида конструкций. Эксперт может быть сотрудником специализированной проектной или научно-исследовательской организации, вуза и иметь соответствующий опыт. Предварительно он знакомится с объектом обследования, его объемно-планировочным и конструктивным решением, материалами инженерно-геологических изысканий, проектно-технической документацией, исполнительной документацией на конструкции и строительство здания, с документацией по эксплуатации и имевшим место ремонтам, перепланировкам и реконструкции, с результатами предыдущих обследований. Затем производится сплошное визуальное обследование конструкций зданий и выявление дефектов, повреждений по внешним признакам с необходимыми замерами и их фиксация для определения необходимости в проведении детального инструментального обследования.

Эксперт, осматривая конструкции и применяя специальные приборы, оценивает техническое состояние объекта и указывает участки, узлы и конструктивные элементы, которые требуют более тщательного обследования. На основании такого заключения устанавливают объем, последовательность выборочного обследования и формируют мотивированную выборку его проведения. Проведение квалифицированной предварительной экспертизы снижает вероятность ошибки при назначении объема обследования и уменьшает затраты на его проведение.

Выборочное обследование наиболее предпочтительно для оценки технического состояния конструкции, так как сокращает объем работ.

Обследуют не все конструкции здания или сооружения, а отобранную группу конструкций, элементов или узлов (так называемая мотивированная выборка). Обследование многокилометровых подкрановых путей или многих сотен поперечных рам каркасов промзданий требует огромных затрат времени и физических сил специалистов. Для обследования выбираются наиболее подозрительные (более нагруженные) участки, конструктивные элементы и узлы.

Объем выборки целиком зависит от компетентности эксперта. Принимаются во внимание результаты анализа наблюдений, проведенных службой эксплуатации зданий и сооружений предприятия: геодезических съемок конструкций каркаса, состояния фундаментов, записей неисправностей в журнале наблюдений. Обследование включает в себя сбор и анализ технической документации, осмотры и обмеры конструкций с составлением ведомостей дефектов, установлением физических и химических свойств материалов, из которых изготовлены конструкции, и выявлением фактических нагрузок и воздействий.

По результатам обследования производится оценка технического состояния: проверочный расчет конструкций (с учетом обнаруженных отклонений, дефектов и повреждений) на фактические нагрузки с выявлением элементов и соединений, не отвечающих нормам по прочности, устойчивости, усталости и деформативности. При необходимости разрабатывают мероприятия (или проект) по усилению или реконструкции обследованных конструкций.

Полное обследование. Если в результате выборочного обследования установлено, что отклонения, дефекты и повреждения носят массовый характер и могут вызвать аварию всего здания (сооружения), то по рекомендации специализированной организации необходимо обследовать все конструктивные элементы и соединения. Полное обследование проводят при выявленном низком качестве стали, бетона, сварных швов, заклепочных и болтовых

соединений, массовой коррозии металлических конструкций или арматуры в железобетонных конструкциях, просадочных грунтах, так как эти факторы могут вызвать непредсказуемые, недопустимые отклонения, привести к дефектам и повреждениям конструкций. При сплошном обследовании порядок и перечень проводимых работ такой же, как и при выборочном обследовании.

По результатам полного обследования и диагностики технического состояния конструкций, а также оценки объема и стоимости ремонтно-восстановительных работ владелец предприятия совместно с экспертом могут принять решение: как и в каком объеме проводить ремонтно-восстановительные работы либо демонтировать аварийные конструкции и на их месте возвести новые. Для уникальных зданий и сооружений следует во всех случаях проводить полное обследование с разработкой проекта усиления конструкций.

Заключение эксперта является лишь советом, рекомендацией для принятия решения. В случае сомнения в объективности эксперта для оценки качества проведенной им экспертизы следует привлечь специализированную организацию.

Во время реконструкции жилого здания с кирпичными стенами создается необходимость восстанавливать несущую способность или даже усиливать элементы кладки вследствие повышения нагрузок от новых надстраиваемых этажей. Во время долгосрочной эксплуатации здания можно наблюдать признаки разрушений простенков, кладки стен и столбов вследствие неравномерного осадка фундамента, атмосферного давления, протечки кровли и т.д.

Восстанавливающий процесс несущих способностей кладки принято начать с исключения более распространенных причин трещинообразования. В случае если данному процессу способствует неоднородная осадка здания, то нужно исключить это явление.

Нужно оценить фактическую прочность несущего элемента еще до принятия технического решения по усилению конструкции. Такая оценка включает в себя: метод разрушающих нагрузок, фактическую прочность кирпича, раствора, а, например, для армированной кладки - пределы текучести стали. При этом нужно полностью учитывать факторы, которые снижают несущую способность зданий. Это такие факторы как например: трещина, нарушение связей, отклонение кладки от вертикали, локальное повреждение, опора плит и т.д.

Традиционным способом укрепления служит устройство внешнего «корсета» или обойм, препятствующих горизонтальному «расползанию» кладки. Обоймы столбов и узких простенков представляют собой систему нескольких угловых профилей, объединенных горизонтальными полосовыми связями, шаг которых зависит от гибкости стоек и величины сжимающего давления. (Следует заметить, что «горизонтальная составляющая», принимаемая в расчетах равной 10—15% вертикальной нагрузки, увеличивается по мере расслоения и деструкции кладки.) Металлическими обоймами укреплено множество столбов и простенков древних зданий, в том числе центральный столб Грановитой палаты Московского Кремля и столбы в помещениях так называемой Собственной половины Большого Кремлевского дворца. Для усиления широких простенков используются иногда двухсторонние корсеты в виде плоских сварных решеток, соединенных арматурными стержнями через просверленные в кладке отверстия. Подобным образом закреплены слабые и перегруженные стены старого здания МХАТа (реставрация 1980-х г.). Металлические корсеты маскируются обычно в специально пробиваемых штрабах или внутри толстого штукатурного слоя, что создает значительные трудности при укреплении столбов и пилонов сложного профиля, несущих лепной или живописный декор.

В практике реставрации нередки случаи замены старого строительного материала более прочным современным. Это может быть простая внешняя с

перевязкой и сквозная перекладка с армированием опасной зоны. Например, аварийный просевший столб крыльца церкви Троицы в Никитниках (Москва) был разобран и переложен вместе с фундаментом (с временным сложным «вывешиванием» вышеуказанных конструкций). Перегруженный (безуспешно «усиливаемый» еще в XVIII в.) раздавленный простенок алтарной преграды церкви Спаса за Золотой решеткой в Московском Кремле был переложен (также с временной разгрузкой) при реставрации 1979 г. Иногда старая кладка сохраняется фрагментарно или только в качестве облицовочного слоя, скрывающего внедренный в тело конструкции металлический или железобетонный несущий элемент.

Заделка современного несущего каркаса в ветхую или перегруженную кладку — довольно сложная задача, связанная с необходимостью глубокого штрабления, введения разгрузочного элемента, временного крепления и т.д. Кроме того, должна быть обеспечена полная передача нагрузки на новую конструкцию, так как включение в совместную пропорциональную работу разнородных материалов практически неосуществимо из-за различных модулей деформации. Именно по этой причине при реставрации западной стены надвратной церкви Перервинского монастыря были демонтированы чугунные стойки XIX в., которые первоначально предполагалось сохранить внутри восстанавливаемых кирпичных пилонов. Металлические стойки достаточно часто применяются также для усиления или разгрузки деревянных зданий каркасного типа и срубов.

Несмотря на многообразие строительных конструкций, существуют общие для них приемы усиления, которые могут быть применены для различных видов конструкций. Основными способами усиления конструкций являются:

- 1) увеличение сечения элементов и их соединений за счет присоединения к ним новых элементов;

2) введение дополнительных элементов (связей, ребер, диафрагмы и т.д.), уменьшающих расчетные длины несущих элементов конструкций и повышающих их устойчивость;

3) разгрузка конструкций за счет замены тяжелых плит или утеплителя на легкие; установка ограничителей, изменяющих расположения коле кранов, снижение их грузоподъемность; снятие части тяжелого оборудования; создание разрушающих консолей;

4) изменение схемы передачи нагрузки с помощью дополнительных распределительных устройств, в том числе автоматических, при управлении работой конструкций;

5) изменение закрепления концов стрелы, например, шарнирного на жесткое, превращение однопролетных систем в многопролетные и т.д.;

6) устройство дублирующих элементов;

7) введение затяжек, шпренгелей, тяжей с созданием предварительного напряжения в конструкциях;

8) применение распорных устройств, снижающих расчетное усилие в сечениях элементов, а также подкосов, оттяжек, расчалок;

9) включение в совместную работу соприкасающихся элементов, например плит с балками или фермами и т.д.;

10) регулирование высотой (осадками) опор в статически неопределимых системах;

11) превращение рам и арок в фермы или фермы в распорные системы;

12) завальцовка или вклеивание растянутой проволоки;

13) упругий выгиб отдельных частей с последующим их соединением;

14) введение дополнительных элементов или конструкций, обеспечивающих пространственную работу покрытия или всего каркаса;

15) изменение свойств материала, например, упрочнение грунтов, древесины и т.д.

16) замена дефектных частей протезами или новыми элементами.

Приведенный перечень не является законченным, т.к. возникают все новые способы усиления или их усовершенствования. Особенно широко применяются способы усиления, основанные на предварительном натяжении с помощью затяжек и шпренгелей. Передаваемые затяжками и стойками шпренгеля реакции на конструкцию вызывают в ней снижение напряжения в момент усиления или ее разгрузку. При этом можно добиться не только полной разгрузки наиболее опасных сечений в конструкции, но и создания напряжений обратного знака, вплоть до величины, равной расчетному сопротивлению. Таким образом, общий прирост напряжений превысит величину расчетного сопротивления. Такого эффекта нельзя получить при изготовлении предварительно напряженных новых конструкций.

Решение задания.

Пример поверочного расчета кирпичного столба:

Исходные данные:

- Кирпичный столб $0,51 \times 0,51$ м;
- Расчетная длина элемента $H = 4,20$ м;
- Кирпич марки 75 на растворе марки 50;
- Расчетное сопротивление кладки $R = 1,3$ МПа;
- Конструктив усиления – 4 уголка $80 \times 80 \times 7$ мм;
- Площадь 4х уголков усиления $A_s = 43,40$ см²;
- Расчетное сопротивление стали $R_{sc} = 43$ МПа;
- Расчетное сопротивление стали $R_{sw} = 150$ МПа;
- Нагрузка $N = 900$ кН.

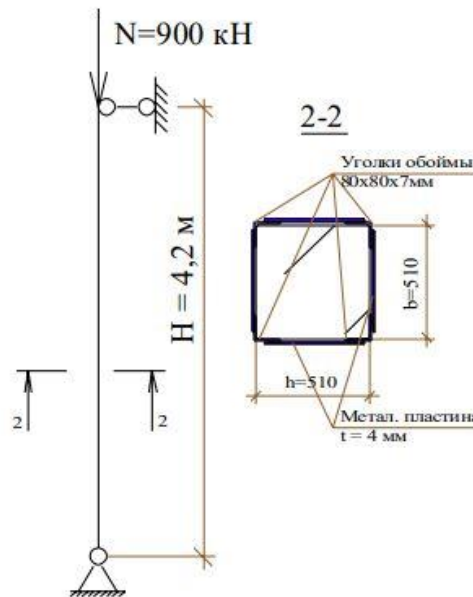


Рис. 1. Расчетная схема кирпичного столба

2. Несущая способность столба до усиления:

Радиус инерции сечения кирпичного столба сечением 51×51 см:

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = 14,72 \text{ см};$$

$$\text{Гибкость столба: } \lambda_i = \frac{H}{i} = \frac{420}{14,72} = 28,53, \quad \varphi = 0,917$$

$$N_{\text{нес}} = m_q \varphi R A = 1,0 \cdot 0,917 \cdot 1,3 \cdot 10^3 \cdot 0,51^2 = 310,57 \text{ кН} \quad (1)$$

3. Проверка условия прочности: $N_{\text{нес}} = 310,07 \text{ кН} < N = 900 \text{ кН}$ - прочность столба не достаточна, требуется усиление;

4. Принимаем схему усиления кирпичного столба: 4 равнополочных уголка 80x80x7мм (площадь сечения одного уголка 10,85 см²), установленные вертикально по углам столба, соединенные поперечными планками толщиной 4 мм с шагом 0,25 м по высоте элемента.

5. Проверка условия прочности после усиления кирпичной колонны:

$$\begin{aligned} N &\leq \varphi \cdot \phi \left[(m_q \cdot m_k \cdot R + \eta \frac{3\mu}{1+2\mu} \cdot \frac{R_{sw}}{100}) \cdot A + R_{sc} \cdot A_s \right] = \\ &0,917 \cdot 1 \cdot \left[(1 \cdot 1 \cdot 1,3 \cdot 10^3 + 1 \cdot \frac{3 \cdot 2,5}{(1+2 \cdot 2,5)} \cdot \frac{150 \cdot 10^3}{100}) \cdot 0,51 \cdot 0,51 + \right. \\ &\left. + 43 \cdot 10^3 \cdot 43,40 \cdot 10^{-4} \right] = 928,41 \text{ кН} \end{aligned} \quad (2)$$

$N_{\text{усил}}^{\text{нec}} = 928,41 \text{ кН} > N = 900 \text{ кН}$ - прочность столба достаточна для восприятия нагрузки при реконструкции здания.

6. Площадь металлических поперечных планок толщиной 4 мм при проценте армирования сечения столба $\mu = 2,5$ и шаге поперечных планок $S = 25$ см:

$$A_{s1} = \frac{\mu \cdot h \cdot b \cdot S}{2 \cdot (h + b) \cdot 100} = \frac{2,5 \cdot 51^2 \cdot 25}{2 \cdot (51 + 51) \cdot 100} = 7,97 \text{ см}^2 \quad (3)$$

7. Размеры поперечной планки: Требуемая минимальная длина планки $l_{\text{планк}} = A_{s1}/t = 7,97/0,4 = 19,93 \text{ см}$, По конструктивным требованиям длина планки принимается не менее: $l^{\text{кон}} = h - (20 \div 30 \text{ мм}) = 510 - 30 \text{ мм} = 480 \text{ см}$. Принимаем: длина планки $l_{\text{планк}} = 480 \text{ мм}$, ширина планки $b_{\text{планк}} = 50 \text{ мм}$, толщина 4 мм. Площадь поперечной планки $A^{\text{конт}} = 48 \times 0,4 = 19,2 \text{ см}^2 > A_{s1} = 7,97 \text{ см}^2$;

Усиление кирпичных столбов и колонн достигается различными способами: нагнетанием цементного раствора в трещины; путем увеличения их сечения; установкой железобетонных или металлических обойм; предварительно напряженных металлических распорок и клонированием. Для увеличения сечения кирпичных столбов устраивается штраба посредством разборки старой кладки на глубину кирпича. Для усиления существующей кладки добавляются металлические штыри диаметром 6–8 мм, затем производится кладка нового кирпича.

Для усиления кирпичной кладки столбов и простенков применимы традиционные технологии, основанные на использовании металлических и железобетонных обойм и каркасов, инъектирования в тело кладки полимерцементных и других суспензий.

Каменная кладка хорошо работает на сжимающие усилия, поэтому наиболее эффективным способом ее усиления является устройство обойм. В обойме кладка работает в условиях всестороннего сжатия, в результате увеличивается сопротивление продольной силе и значительно уменьшаются поперечные деформации.

Исходя из выше сказанного наиболее эффективным и целесообразным является усиление металлической обоймой.

Задания для самостоятельного решения.

Таблица 1

Таблица соответствия выбора варианта:

I – предпоследняя цифра, II – последняя цифра номера зачетки

II \ I	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
1	5	7	3	2	7	5	6	5	4	2
2	8	5	8	5	6	8	1	3	2	5
3	7	3	7	7	1	7	4	10	10	7
4	6	10	6	10	4	9	2	2	9	10
5	7	8	1	3	1	6	10	1	3	3
6	5	7	4	8	4	3	1	5	2	10
7	3	6	2	7	3	2	4	8	10	8
8	10	1	10	6	9	1	2	7	1	7
9	2	4	9	1	10	4	10	9	4	6
0	1	2	3	4	3	10	9	6	2	10

Таблица 2

Исходные данные для выполнения работы

Характеристика элементов	Варианты заданий									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Кирпичный столб: $h \times b$, м ($h=b$)	0,25	0,38	0,51	0,64	0,51	0,64	0,25	0,38	0,64	0,51
Расчетная длина элемента Н, м	3,6	2,8	4,2	5,2	3,6	4,2	2,8	4,2	3,6	4,6
Кирпич марки	75	100	100	125	100	75	100	75	100	100
Раствор марки	75	100	75	100	100	75	75	50	100	75

Расч. сопротивление кладки R, мПа	1,4	1,8	1,7	2	1,8	1,4	1,7	1,3	1,8	1,7
Площадь уголков усиления A _s , см ²	19,2	23,3 2	19,2	23,3 2	19,2	23,2	19,2	19,2	23,3 2	23,3 2
Конструктив усиления – уголки, мм	4уг 50* 5	4уг 60* 5	4уг 50* 5	4уг 60* 5	4уг 50* 5	4уг 60* 5	4уг 50* 5	4уг 50* 5	4уг 60* 5	4уг 50* 5
Расч. сопротивление стали R _{SC} , мПа	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43
Расч. сопротивление стали R _{SW} , мПа	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150
Нагрузка N, кН	350	500	650	130 0	700	800	300	500	120 0	750

Таблица 3

Коэффициент продольного изгиба φ при гибкости λ											
Гибкость, λ ₁	14	21	28	35	42	49	56	63	76	90	104 8
Коэффициент продольного изгиба φ	1	0,96	0,92	0,88	0,84	0,79	0,74	0,7	0,61	0,52	0,45 8

Практическое занятие №5: Выбор и обоснование мероприятия по устранению причины возникновения повреждения несущей конструкции.

Методические указания к выполнению задания.

Для определения мероприятий по устранению причин возникновения повреждений несущих конструкций необходимо провести анализ по следующим критериям:

- вероятные причины возникновения дефектов и повреждений;
- выбор мероприятия по устранению причины возникновения повреждения несущей конструкции;
- обоснование выбора мероприятия по устранению причины возникновения повреждения несущей конструкции.

Условие задания.

Вариант исходных данных определяется по таблице 1. Используя исходные данные, предоставленные в таблице 2, а также теоретический (лекционный) материал провести анализ по следующим критериям: вероятные причины возникновения дефектов и повреждений, выбор мероприятия по устранению причины возникновения повреждения несущей конструкции, обоснование выбора мероприятия по устранению причины возникновения повреждения несущей конструкции.

Указания к выполнению.

При выполнении задания необходимо выполнить аналитический обзор выбора и обоснования мероприятий по устранению причин возникновения повреждений несущих конструкций.

Конструкции зданий и сооружений изготавливаются с определенной точностью и надлежащего качества. Все параметры строительных конструкций регламентируются нормами и должны в наибольшей степени удовлетворять функциональным, техническим, экономическим и архитектурно-художественным требованиям. Требование технической целесообразности проектного решения подразумевает выполнение его конструкций в полном

соответствии с законами строительной механики, аэродинамики, строительной физики и др.

Внешние воздействия условно подразделяются на силовые и несиловые. К силовым относятся следующие нагрузки и воздействия: постоянные — от собственной массы конструкций, давления грунта на подземную часть сооружения в виде реактивного давления; длительно действующие временные нагрузки от мебели, оборудования, людей, снега, ветра и др.

Особые воздействия — от сейсмических явлений, взрывов, ураганов, просадочности лессового или протаявшего мерзлого грунтового основания и др.

К несиловым относятся следующие воздействия: переменных температур, вызывающих деформации конструкций или температурные усилия при ограничении перемещений; атмосферной и грунтовой влаги на материал конструкций, вызывающей изменения физических параметров; солнечной радиации, влияющей на световой и температурный режимы помещений; инфильтрации наружного воздуха, влияющего на теплотехнические свойства и температурно-влажностный режим помещений; химически агрессивных агентов, способных вызвать химическую коррозию материалов конструкций; биологические — от микроорганизмов или насекомых, разрушающих конструкции, изготовленные из органических материалов.

Любые отклонения от нормируемых параметров определяются как дефекты. В процессе эксплуатации все отклонения от проектных размеров, влекущие за собой искажение формы, изменение площади поперечных сечений конструктивных элементов в результате механических воздействий, деструктивных изменений материалов, а также нарушения в соединениях конструкций, называют повреждениями.

Все нарушения подразделяются на две категории:

1) дефекты и повреждения, приводящие к предаварийному состоянию, при котором снижаются прочность материалов, устойчивость и несущая способность конструкций;

2) частичное ослабление конструкций, не вызывающее нарушения их устойчивости и не угрожающее целостности здания или сооружения, со временем приводящее к снижению долговечности.

Нарушения обеих категорий могут быть видимыми и скрытыми.

Рассмотрим факторы и причины, приводящие к нарушениям в конструкциях. К ним можно отнести повышенную влажность окружающей среды, температурный режим, агрессивную среду, динамическое и статическое воздействия внешней нагрузки и др.

Причинами, вызывающими повреждения, являются:

1) ошибки проекта и неучтенные технологические воздействия:

- агрессивные выделения (водяные, парогазовые, масляные), которые способствуют деструктивным изменениям материалов конструкций;
- электрофизические воздействия (блуждающие токи), вызывающие разрушения конструкции в зоне расположения кабелей связи;
- механические воздействия (удары напольного транспорта о стойки каркаса, вибрация от мостового крана, передающаяся на стены здания и элементы каркаса);
- нарушение в назначении материала конструкции (занижена проектная марка материала или допущена ошибка при замене материала);

2) дефекты при изготовлении:

- снижение класса бетона за счет неправильного подбора его состава, не выдержано водоцементное отношение и др.;
- непроектное армирование по халатности изготовителя или из-за неправильной маркировки изделия;

- малая толщина защитного слоя из-за неправильного закрепления каркаса или из-за недостаточной проработки (вибрирования) бетонной смеси;
- технологические трещины из-за неверно подобранного температурного режима при пропаривании бетона;

3) дефекты при монтаже:

- отклонение от вертикальности колонн при ведении работ без геодезических инструментов, при низкой квалификации исполнителей работ;
- смещение осей сопрягаемых конструкций, из-за чего могут уменьшиться величины их опорных площадок; появление дополнительных эксцентриситетов сил, что вызывает снижение несущей способности несущих конструкций;
- нарушение последовательности монтажа, что может привести к изменению статических схем загрузки конструкции и снижению их несущей способности;
- некачественная сварка из-за низкой квалификации сварщиков при нарушении сварочного режима;

4) нарушение условий эксплуатации здания:

- перегрузка конструкции при нарушении технологического режима, несвоевременной очистке покрытия, при определенных условиях скопившаяся пыль может оказаться критической нагрузкой;
- несвоевременный ремонт конструкций способствует ухудшению их технического состояния;
- замачивание грунта в основании фундаментов под несущими конструкциями приводит к неравномерным осадкам и появлению трещин в стенах здания;
- подработка территории вблизи существующего здания происходит, когда чрезмерно заглубляют фундамент вновь строящегося здания.

Наиболее распространенный вид повреждений — увлажнения конструкций, что при определенных условиях вызывает коррозию и деструктивное изменение материалов конструкций. Чаще всего повреждения появляются в виде трещин различного характера. Увлажнение конструкций во время эксплуатации отмечается при повреждениях кровли, неудовлетворительном состоянии водоотводящего оборудования здания, при коротких карнизах. Так, нарушения кровельного покрытия появляются при очистке крыши от снега и наледей, засор водоотводящей системы бывает при несвоевременной очистке кровли от листьев и мусора, в результате чего образуется подтопление атмосферными водами, и происходит замачивание несущих конструкций.

Для защиты стен от увлажнения атмосферными осадками проводятся конструктивные мероприятия, направленные на удлинение коротких карнизов, ремонт и восстановление желобов, водосточных труб и водосливов. Поверхность стен оштукатуривают или облицовывают водостойкими материалами. Покраска стен эмалевыми и лакокрасочными составами уменьшает степень замачивания конструктивных элементов и обеспечивает их дальнейшую сохранность.

Утечки из инженерных систем приводят к переувлажнению и быстрому разрушению кладки стен, особенно из силикатного кирпича. В результате проливов происходит коррозия материалов конструкций.

Увлажнение ограждающих конструкций конденсатом водяных паров воздуха наблюдается при нарушении паро- и теплоизоляции и переменного температурно-влажностного режима.

Степень разрушения стен зависит как от циклов замораживания и оттаивания, так и от скорости этих процессов.

Быстрое замерзание воды с увеличением ее объема может привести к возникновению высокого давления кристаллов льда, тогда как давление кристаллизации льда при медленном замерзании незначительно.

Благоприятным материалом в отношении морозостойкости является силикатный кирпич, обладающий высоким процентом мелких и очень мелких пор, которые чаще всего не заполняются водой и, следовательно, не могут замерзнуть.

При воздействии переменных температур на замоченные стены здания или сооружения, а также при длительной их эксплуатации происходит исчерпание циклов заложенной морозостойкости материала, из-за чего его прочность резко падает, в железобетонных конструкциях оголяется рабочая арматура, а в некоторых случаях бетон осыпается полностью. Это можно наблюдать на примере разрушения элементов железобетонного каркаса градирни после многолетней ее эксплуатации. Обрушения часто не происходит из-за того, что каркас градирни работает как статически неопределимая система, и выход из строя отдельных элементов лишь уменьшает степень ее статической неопределимости.

Часто стены здания после длительной эксплуатации в результате замачивания и действия переменных температур получают деструктивные изменения кирпича.

Все стеновые камни из осадочных пород (песчаник, известняк) обладают более или менее горизонтально лежащими слоями, по которым при добыче камня блок отделяют от скального массива. В строительных конструкциях эти каменные блоки следует укладывать в положение, соответствующее их природному состоянию, а именно, слоями в горизонтальном, а не в вертикальном направлении. В противном случае выполненные конструкции окажутся менее стойкими и подвергнутся разрушению в течение короткого времени.

Не менее вреден и образующийся конденсат внутри ограждающих конструкций, который приводит к снижению их качества и зависит от множества параметров: разности парциального давления паров воздуха у противоположных поверхностей конструкций, относительной влажности и

температуры воздуха внутри и снаружи помещения, а также от плотности материала.

Существенная величина парциального давления позволяет воздушному потоку достаточно свободно проникать сквозь толщу наружной стены. Замечено, что чем меньше теплоизоляция наружной стены и больше относительная влажность воздуха в помещении за этой стеной, тем выше опасность ее переувлажнения водяными парами из помещения. Если же наружная поверхность стены покрыта плотным паронепроницаемым материалом, то проникающий через стену водяной пар имеет возможность конденсироваться внутри стены, переувлажняя ее и увеличивая теплопроводность. При воздействии низких температур влага внутри стены замерзает, а образовавшийся лед приводит к образованию трещин, что легко обнаруживается при простукивании стены.

Увлажнение капиллярным и электроосмотическим подсосом грунтовой влаги характерно для стен, у которых горизонтальная гидроизоляция расположена ниже отмоксти или отсутствует полностью.

Механизм капиллярного увлажнения основан на действии сил притяжения между молекулами твердого тела и жидкости (явление смачивания). При отсутствии в материале стены гидрофобных (водоотталкивающих) веществ вода смачивает стенки капилляров и поднимается по ним.

При обследовании зданий уровень подъема грунтовой влаги в стенах без гидроизоляции наблюдался на высоте от 1,5 до 5 м, что существенно превышало теоретическую высоту капиллярного подсоса.

При реконструкции зданий, рассчитанных на длительную эксплуатацию (50 лет и более), радикальными методами защиты стен от увлажнения грунтовыми водами считаются водоотведение с применением дренажа, а также восстановление или устройство новой гидроизоляции стен.

При проектировании дренажа следует учитывать, что водопонижение, особенно в глинистых и пылеватых песчаных грунтах, влечет за собой

уплотнение и осадку сжимаемой толщи, а это может привести к значительным деформациям фундаментов и дополнительной осадке зданий на осушаемой территории. В комбинации с дренажом эффективно устройство противофильтрационных завес, выполняемых набивкой глины или нагнетанием бетона.

Гидроизоляция является надежным способом защиты подвальных стен от воздействия и проникновения капиллярной грунтовой влаги, безнапорных и напорных грунтовых вод. При этом горизонтальная гидроизоляция препятствует капиллярному и электроосмотическому подсосу влаги вверх по стене, а вертикальная — поверхностному увлажнению и проникновению грунтовой влаги в подвальные помещения.

При незначительных повреждениях гидроизоляция ремонтируется. Если же повреждения составляют более 40 %, то целесообразна замена гидроизоляции на более эффективную. При выборе типа гидроизоляции учитываются гидрогеологические условия эксплуатации здания, категория сухости помещений и материалы ограждающих конструкций.

Ремонт и восстановление горизонтальной гидроизоляции стен производятся инъектированием в кладку стен гидрофобных веществ или закладкой нового гидроизоляционного слоя из рулонных материалов.

Инъектирование осуществляется растворами кремния — органических соединений ГКЖ-10 и ГКЖ-11 через просверленные отверстия в стенах, располагаемые в один или два ряда. Расстояние между рядами принимается равным 25 см, а между отверстиями в ряду — 35—40 см. Подача раствора производится одновременно через 10—12 инъекторов (стальные трубки диаметром 25 мм), вставленных в отверстия диаметром 30—40 мм и зачеканенных паклей.

Количество закачиваемого раствора для гидроизоляции зависит от толщины и пористости материала стены, а также от высоты обрабатываемой зоны.

Восстановление горизонтальной гидроизоляции стен с помощью рулонных материалов (рубероида, гидроизол-пергамина и пр.) производится участками длиной 1—1,5 м. Для этого с помощью отбойного молотка или других механизмов пробивают сквозные отверстия в стене на высоту двух рядов кладки, в которые укладывают два слоя рулонного материала на битумной мастике. Затем отверстия заделывают кирпичом на обычном цементно-песчаном растворе М-75-100.

Горизонтальная гидроизоляция рулонными материалами устраивается примерно на 30 см выше планировочной отметки (отмостки здания) и на расстоянии не менее 5 см от нижней плоскости перекрытия подполья.

Свойства строительных грунтов играют существенную роль в обеспечении безопасности зданий и сооружений. Под действием сил, обусловленных нагрузкой от сооружений, строительный грунт деформируется. Вертикальные нагрузки вызывают прежде всего вертикальные осадки фундаментов. При росте нагрузки грунт вытесняется из-под фундамента и в боковом направлении, и при достижении значений разрушающей нагрузки фундамент оседает, причем могут быть и боковые смещения из-за разрушения грунта. В зоне подземных горных работ грунт также активно воздействует на сооружение.

Если строительный грунт под сооружением пластичный и нагружается так сильно, что в нем образуются плоскости скольжения, по которым сопротивление сдвига (среза) грунта очень мало, то этот грунт, подобно жидкости, может течь в боковом направлении и выпучиваться вдоль наружных стен здания, которое впоследствии оседает в расползающийся грунт без дальнейшего роста нагрузки. Опасность разрушения грунта увеличивается с уменьшением ширины фундамента, глубины его заложения, прочности грунта на сдвиг (срез), а также с увеличением эксцентриситета и наклона направления приложения нагрузки.

Деформации оснований часто проявляются в виде трещин фундаментов и стен. Просадки из-за уплотнения грунта происходят от внешней нагрузки, его

замачивания. Размораживание грунтов, осадка сооружения из-за изменения геологических условий, подработок или при отрывке траншей — все это отражается в виде деформационных трещин кирпичных стен, которые расчлняют здания на блоки. Расположение трещин связано с характером деформации основания здания. При прогибе здания из-за вымыва или просадки грунта в средней части здания трещины расширены книзу и угасают в верхней части. При выгибе основания трещины концентрируются у карниза. Этому способствуют более тяжелые торцовые и ослабленные проемами продольные стены, где наклонные трещины образуются при осадке части здания.

Перегрузка может также происходить при использовании строительных материалов, исключающих возможность прочной связи продольных и поперечных стен, при разной интенсивности их нагружения. В результате образуются вертикальные трещины. Кроме того, стены не следует ослаблять пробивкой отверстий и штраб. Нередко явным признаком начавшегося разрушения является выпучивание ненагруженной поверхности грунта вокруг здания.

Высокая степень влажности совместно с электрокоррозией приводит к деструктивным изменениям материала стен, особенно интенсивно — для стен из силикатного кирпича при действии переменных температур и коррозии.

Повреждения стен от химических воздействий происходят с деструкцией кирпича, бетона, металла или железобетона, с поражением древесины.

В условиях повышенной влажности и переменных температур возникает сильная коррозия всех металлических элементов. Так, закладные детали крепления каркаса подвержены слоистой коррозии, вследствие чего элементы каркаса и ограждающие конструкции оказываются в аварийном состоянии. Такие явления наблюдались, например, при обследовании элементов вентиляторной градирни, предназначенной для охлаждения оборотной воды.

Трещины в железобетонных конструкциях эксплуатируемых зданий встречаются достаточно часто, являясь следствием ряда причин:

- трещины от внешних силовых воздействий при эксплуатации конструкций, в том числе при изменении схемы работы во время монтажа, перевозки, складирования;
- трещины технологические (от усадки бетона, плохого уплотнения бетонной смеси, неравномерного паропрогрева, предварительного напряжения);
- трещины, образовавшиеся в результате коррозии арматуры;
- трещины, образовавшиеся при взрывах и огневом воздействии.

По значимости трещины можно подразделить на четыре группы:

- а) трещины, свидетельствующие об аварийном состоянии конструкций;
- б) трещины, увеличивающие водопроницаемость бетона (в резервуарах, трубах, стенах подвала);
- в) трещины, снижающие долговечность железобетонной конструкции из-за интенсивной коррозии арматуры (бетона);
- г) трещины допустимые, не вызывающие опасений в надежности конструкции (ширина раскрытия этих трещин не должна превышать величин, указанных СП).

Силовые трещины образуются перпендикулярно действию главных растягивающих напряжений.

Усадочные трещины распределяются хаотично по поверхности конструкции с концентрацией в местах сопряжения элементов (узлы ферм, сопряжение полки и ребер в плитах, двутавровых балках и т. д.). Трещины, возникшие от коррозии, проходят вдоль корродирующих арматурных стержней.

Трещины от огневого воздействия располагаются хаотично, при этом прочность самого бетона снижается, меняется его цвет в зависимости от действующей температуры.

Кирпичная кладка, как и бетон, хорошо сопротивляется сжатию и значительно хуже растяжению. В результате этого на растянутой поверхности

кладки задолго до разрушения появляются трещины. Имеются также и другие факторы, способствующие образованию трещин:

- нарушение технологии при изготовлении кирпича (некондиция);
- перегрузка кладки при недостаточной прочности кирпича и раствора;
- низкое качество кладки (несоблюдение перевязки, толстые растворные швы, забутовка кирпичным боем, недоучет требований ведения работ в зимнее время);
- бессистемное применение в кладке разнородных по прочности и деформативности каменных материалов (например, глиняного кирпича совместно с силикатным или шлакоблоками) без учета использования их по назначению (условия повышенной влажности или работа объекта в нормальных условиях);
- отсутствие температурно-усадочных швов или недопустимо большое расстояние между ними (это вызывает температурные деформации в виде трещин).

Повреждения от силовых воздействий чаще всего появляются в результате статической перегрузки отдельных конструкций, в том числе при замене технологического оборудования, а также от динамических и вибрационных воздействий, возникающих от транспорта или оборудования, установленного с нарушением технологических норм проектирования.

Перегрузка каркаса может возникнуть в результате ослабления отдельных элементов, если в несущих конструкциях прорезаются отверстия, срезаются отдельные части решетчатых конструкций и др.

Разрушения от силовых воздействий возникают и в результате уменьшения сечений элементов при их изготовлении или эксплуатации, а также от недоброкачественного монтажа конструкций. Наблюдаются перегрузки покрытий от снега, наледей и различных пылевидных выносов из источников их образования, что приводит к преждевременному износу конструкций, а порой — к авариям.

Обнаруженные дефекты и повреждения должны быть оценены с точки зрения влияния их на прочность, жесткость и устойчивость, а также по пригодности конструкций и узлов сопряжения к дальнейшей эксплуатации.

Методы защиты металлических конструкций от коррозии.

Для защиты металлических конструкций от коррозии существует комплексный подход, заключающийся в:

- конструктивной защите – выбор конструктивных решений на стадии проектирования;
- выборе материала – правильный выбор металла в соответствии с особенностями эксплуатации и характером агрессивности окружающей среды;
- воздействии на среду эксплуатации – изменение состава эксплуатационной среды для снижения ее коррозионной активности;
- изоляции сооружения от электролитической среды – устройство защитных покрытий металлических конструкций;
- электрохимической защите – изменение электрического потенциала металлоконструкции.

Выбор методов защиты металлоконструкции от коррозии должен выполняться на стадии проектирования в зависимости от характеристик среды эксплуатации, полученных по результатам ее обследования. Грамотное проектирование заключается в подборе металлов, сплавов, соответствующих уровню агрессивности окружающей среды.

Некоторые металлы (например, алюминий, железо, хром, никель, титан и др.) сами предохраняют себя от коррозии вследствие образования на их поверхности защитных пассивирующих пленок при взаимодействии с эксплуатационной средой. Однако способность к пассивации у них различна. Например, алюминий становится пассивным в естественных условиях, поэтому его применяют в конструкциях, эксплуатируемых в атмосферной среде. В другие, широко используемые металлы (например, железо), при необходимости вводят добавки, пассиваторы коррозии.

При конструировании по возможности необходимо избегать контакта металлов, имеющих разный электродный потенциал. Если в этом есть насущная необходимость, то анодные участки выполняют значительно большего объема и площади, чем катодные.

На практике стремятся применять такие конструктивные решения, которые обеспечивали бы по возможности отсутствие застойных зон для снижения вероятности возникновения анодных участков.

Поскольку пассивность большинства металлов легко нарушаема при механических повреждениях конструкции, повышении температуры окружающей среды, действии коррозионноактивных ионов кислорода, водорода, хлора, соединений серы и т.д., в процессе эксплуатации необходимо поддерживать определенный состав коррозионной среды и одновременно восстанавливать защитные покрытия. Кроме того, в процессе эксплуатации также выполняют определенные мероприятия для уменьшения риска коррозионных повреждений, например, очищают поверхность металлических конструкций от грязи и ржавчины.

Цель защитных покрытий заключается в изоляции металлоконструкции от внешней агрессивной среды для защиты от коррозии или замедления коррозионного процесса.

К защитным покрытиям предъявляются следующие требования:

- прочность;
- эластичность;
- сплошность;
- непроницаемость для компонентов агрессивной среды;
- хорошая адгезия с поверхностью металлической конструкции;
- высокая термостойкость;
- износостойкость;
- высокая стойкость к воздействию окружающей среды;

- коэффициент линейного расширения, близкий по величине к аналогичному коэффициенту металлической конструкции.

Защитные покрытия бывают металлические и неметаллические, которые особенно широко распространены.

К неметаллическим покрытиям относятся окрасочные, обмазочные и рулонные покрытия (полимерные, полиуретановые, битумные, резинобитумные, керамические, пластиковые и т.д.). Окрасочные покрытия наносят в основном на конструкции, эксплуатируемые в атмосферной среде. Они представляют собой краски, лаки, пасты, эмали (масляные, эпоксидные, силиконовые, ПХВ, с металлической крошкой, с пигментами и пр.).

Перед нанесением защитного покрытия в условиях эксплуатации поверхность конструкции необходимо подготовить, т.е. как правило, очистить от ржавчины, провести обезжиривание, технологически правильно уложить изоляционное покрытие.

В составе современных красок присутствуют преобразователи продуктов коррозии, которые вступают с ними во взаимодействие и превращают ржавчину в коррозионно-неактивные соединения (ПВА эмульсии, алкидные смолы и т.д.).

Современные защитные покрытия наносят, как правило, в заводских условиях, что повышает надежность и долговечность металлоконструкции.

Металлические покрытия наносят на поверхность конструкции в заводских условиях методом гальванопластики. В условиях эксплуатации металлическое покрытие наносят на поврежденные места металлизацией. Такими покрытиями защищают закладные детали железобетонных конструкций перед обетонированием в процессе монтажа. Металл плавится в металлаторах (газовых или электрических) и струей сжатого воздуха или инертного газа (в зависимости от вида металла) распыляется по поверхности мельчайшими частицами размером до сотых долей миллиметра.

В зависимости от потенциала конструкции и металлического покрытия различают анодное и катодное покрытие.

Для анодного покрытия применяют металлы, имеющие более электроотрицательный потенциал, чем защищаемый металл. Примером анодного покрытия служит оцинкованная кровля. В паре с железом цинк, а также алюминий образуют гальванический элемент. Анодное покрытие защищает конструкцию от электрохимической коррозии. Катодное покрытие является механическим покрытием и защищает конструкцию только, если нет механических повреждений на поверхности. В противном случае защищаемая конструкция выступает как анод и разрушается в связи с интенсивным развитием язвенных участков. Для уменьшения ущерба для катодного покрытия применяют металлы с электродным потенциалом, незначительно превышающим потенциал защищаемой конструкции.

Примером комплексного защитного покрытия (в том числе и металлического) может служить металлочерепица – кровельный материал, имитирующий по конфигурации натуральную черепицу. Исходным материалом для металлочерепицы служит оцинкованный стальной лист с многослойным полимерным покрытием.

Подземные металлические конструкции защищают изоляционными покрытиями. Вместе с тем, их защита может быть достигнута также уменьшением коррозионной активности грунтовой среды. Известны следующие способы:

- замена среды;
- обработка среды химическими веществами для нейтрализации ее агрессивности (известкование, гидрофобизация и т.д.);
- изоляция от эксплуатационной среды (прокладка трубопроводов в тоннелях, коллекторах и пр.).

Способ замены среды заключается в выемке коррозионноактивного грунта и замене его менее активным грунтом, отходами промышленных производств с допустимым показателем pH.

Обработка среды химическими веществами представляет собой, на пример, обработку грунтов гашеной известью или карбонат-содержащими отходами производств, повышающими pH кислых грунтов до 8-11 (известкование). Скорость коррозии в этом случае уменьшается в 5-6 раз. Необходимым условием является изоляция необработанных участков конструкции, иначе на границе контакта конструкций, эксплуатирующихся в различных грунтовых условиях, может начаться коррозионный процесс.

Гидрофобизация грунтов заключается в снижении их влажности путем нагнетания в грунт гидрофобных составов (на основе смол, торфяного дегтя или кремнийорганических соединений), что способствует затуханию процесса коррозии. Для защиты трубопроводов от внутренней коррозии также применяют метод изменения коррозионной активности среды эксплуатации, в данном случае воды, заключающийся: - в ведении специальных добавок – ингибиторов; - в фильтровании; - в термической деаэрации. Агрессивные свойства воды, как уже было сказано выше, определяет наличие свободного кислорода и диоксида углерода, а также коррозионно-активных примесей сульфат- и хлоридионов. В процессе ингибирования химически активные вещества связываются в нерастворимые соединения, осаждаемые на стенках труб. В процессе фильтрования вода проходит через специальные фильтры, которые снижают количество диоксида углерода до равновесного значения (например, магномассовые фильтры) или количество растворенного кислорода (например, сталестружечные фильтры). Метод деаэрации основан в эффекте улетучивания кислорода при повышении температуры воды.

Коррозия каменных и бетонных конструкций.

Все несущие и, соответственно, наиболее ответственные конструктивные элементы здания (фундаменты, стены, перекрытия) выполнены из каменных

материалов. Под каменными строительными материалами подразумеваются материалы естественного происхождения – известняк, песчаник, туф, мрамор, гранит и т.д., и искусственного происхождения – кирпич, бетон, железобетон. Коррозия каменных материалов протекает в результате химических, механических, биологических воздействий, а также в результате комплексного воздействия этих факторов.

Вследствие особенностей строения кристаллической решетки каменные материалы обладают своими ярко выраженными свойствами – пористостью и полиминеральностью. Эти свойства определяют стойкость конструкции к коррозии, т.е. способность к фильтрации и вымыванию цементирующих связующих компонентов.

Таким образом, коррозия каменных материалов – это ухудшение их характеристик и свойств в результате:

- физических процессов вымывания растворимых составных частей, возникающих при действии жидких сред (коррозия первого типа);
- химического взаимодействия агрессивных растворов с компонентами каменной конструкции и образования продуктов коррозии, не обладающих вяжущими свойствами (коррозия второго типа);
- накопления малорастворимых кристаллизующихся солей, увеличивающих объем его твердой фазы (коррозия третьего типа).

Если рассматривать железобетонные конструкции, то коррозия железобетона представляет собой разрушение конструкции в результате коррозии бетона и/или арматуры.

Свойства агрессивных сред, воздействующих на каменные строительные конструкции, чрезвычайно многообразны. Разнообразны и процессы, происходящие в полиминеральных системах. Отсюда возникает необходимость в науке о коррозии, задачей которой является как изучение коррозионной стойкости бетонов и других каменных материалов, так и исследование

коррозионных процессов и устойчивости цементного камня к различным негативным воздействиям.

Факторы, влияющие на скорость разрушения каменных конструкций.

Скорость разрушения (коррозии) каменных конструкций зависит от ряда факторов, таких как:

- структура материала;
- химический и минералогический состав материала в конструкции;
- химический состав среды эксплуатации (воздушной, водной, грунтовой сред);
- концентрация коррозионно-активных компонентов;
- увлажнение конструкции; - знакопеременные температуры;
- биологические факторы;
- циклическое увлажнение и высыхание конструкции;
- попеременное замораживание и размораживание.

Особенность коррозии конструкций из природных и искусственных каменных материалов заключается в их химической стойкости по отношению к агрессивной среде. К кислым средам наибольшую чувствительность имеют бетоны, силикатный кирпич, известняк, а к щелочным средам – красный кирпич, керамические изделия.

Значительное влияние на скорость развития коррозии оказывают структура материала, характер пористости, плотности, размеры и форма пор и капилляров в материале. Так, известно, что пористость бетона составляет в среднем 10-15%, кирпича 5- 35%, известняка 15-30%. Существуют открытые поры, через которые происходит быстрое насыщение конструкции водой, и закрытые поры, в которые влага попадает только в результате капиллярного подсоса.

Бетон является сложным искусственным материалом. Прочность бетона повышается со временем за счет гидратации зерен цемента. Наличие контакта с агрессивной средой приводит к тому, что прочность со временем снижается. Для плотности и коррозионной стойкости бетона большое значение имеет

также величина водно-цементного отношения. С увеличением количества воды повышается проницаемость бетонной конструкции и повышается вероятность ее фильтрации через конструкцию.

Попеременное увлажнение и высыхание конструкции в процессе эксплуатации приводит к деформации и разрушению материала за счет того, что при высыхании происходит усадка материала, при повторном увлажнении – его набухание, расклинивание пор водой.

Методы защиты каменных конструкций от коррозии.

При выборе методов антикоррозионной защиты каменных конструкций следует учитывать следующие факторы:

- гидрогеологические условия (прочность грунтов, их деформативность, водопроницаемость, влажность);
- условия обводнения конструкций (уровень грунтовых вод);
- свойства материала конструкций, от которых зависит способность конструкции к увлажнению;
- степень и характер агрессивности среды.

Для антикоррозионной защиты и повышения долговечности каменных конструкций, и в частности бетона и железобетона, следует применять первичную, а также вторичную защиту.

К первичной защите относятся:

- применение материалов для бетона и железобетона, стойких к воздействию агрессивной среды;
- применение добавок, повышающих коррозионную стойкость бетона и его защитную способность по отношению к стальной арматуре и стальным закладным деталям и соединительным элементам;
- снижение проницаемости бетона;
- соблюдение дополнительных расчетных и конструктивных требований при проектировании конструкций.

Вторичная защита каменных конструкций от коррозии заключается в следующем:

1. снижение агрессивности окружающей среды путем:
 - использования защитных покрытий, препятствующих насыщению конструкции влагой;
 - отвода вод (устройство дренажных систем).
2. повышение коррозионной стойкости поверхностного слоя конструкции путем:
 - обработки поверхности, находящейся в контакте с агрессивными средами;
 - инъецированием (нагнетанием растворов связующих компонентов в конструкцию).

Вторичная защита применяется в тех случаях, когда защита от коррозии не может быть обеспечена мерами первичной защиты. Как правило, вторичная защита, требует возобновления во времени.

Выбор способа защиты должен производиться на основании технико-экономического сравнения вариантов с учётом заданного срока службы и расходов, включающих расходы на возобновление защиты, текущий и капитальный ремонты конструкций и другие, связанные с эксплуатацией затраты.

Методы защиты деревянных конструкций от коррозии.

Решение по восстановлению деревянных конструкций принимается после проведения детального, инженернотехнического обследования всех строительных конструкций здания или сооружения. В процессе обследования в первую очередь следует выявить дефекты, которые могут вызвать обрушение конструкций, а именно:

- поражение древесины в сильной степени грибковой гнилью или дереворазрушающими насекомыми;

- разрывы полные или частичные растянутых элементов (поясов, раскосов, стоек и т.д.);
- трещины в древесине ответственных частей конструкций (узлы, стыки);
- значительные деформации сжатых и изогнутых конструкций и их элементов.

Для предотвращения обрушения конструкций, находящихся в аварийном состоянии, обязательна подготовка временных подпирающих стоек, балок. Поскольку размеры и характер усиливаемых элементов очень разнообразен, выбор того или иного способа усиления, а также сечения элементов усиления (профилей, болтов, накладок и т.д.) определяется в проекте на усиление конструкций.

Существуют конструктивные и химические методы защиты древесины от коррозии.

Чтобы избежать гниения древесины, на стадии возведения сооружения необходимо:

- предохранять древесину от непосредственного увлажнения атмосферными осадками и грунтовыми водами;
- обеспечить достаточную теплоизоляцию (с холодной стороны) и пароизоляцию (с теплой стороны) стен, покрытий и других ограждающих конструкций отапливаемых зданий для предупреждения их промерзания и конденсационного увлажнения;
- обеспечить систематическую просушку древесины и заполнителей путем создания осушающего температурновлажностного режима.

С точки зрения коррозии, гниения наиболее опасными являются скрытые места (заделки балок в стены, подпол и т.д.) В связи с этим необходимо применять следующие конструктивные меры защиты:

- несущие деревянные конструкции следует проектировать открытыми, хорошо проветриваемыми, доступными для осмотра, располагать целиком либо

в пределах отапливаемого помещения, либо вне его, так как конденсат образуется в элементах с переменной температурой по их толщине или длине;

- не следует применять бесчердачные деревянные покрытия над помещениями с относительной влажностью более 70%;

- не следует применять деревянные перекрытия в санитарных узлах и других влажных помещениях каменных зданий;

- деревянные части необходимо отделять от каменной кладки гидроизоляционными материалами.

Защита древесины от увлажнения обеспечивается лакокрасочными покрытиями, препятствующими проникновению в древесину атмосферной влаги и водяных паров. Такая защита имеет непродолжительный срок вследствие недолговечности лакокрасочных покрытий, в качестве которых используют полимеры для изготовления лаков, красок, эмалей. Они обладают свойствами образовывать покрытия толщиной в несколько десятков микрон, которые защищают древесину от влияния внешней среды. Также используют перхлорвиниловые эмали, пентафталевые эмали, уретано-алкидную эмаль, перхлорвиниловый лак, а также органосиликатные, кремнийорганические и другие эмали, которые не только защищают древесину от увлажнения, но и снижают ее возгораемость и являются токсичными по отношению к домовым грибам.

Биологические процессы разрушения деревянных конструкций можно предотвратить путем химической защиты древесины – антисептической пропитки или покрытия малыми дозами ядохимикатов. Химические средства, предназначенные для защиты древесины от поражения грибами, называют фунгицидами, а от поражения насекомыми – инсектицидами.

Обязательному антисептированию подвергаются концы деревянных балок, накаты перекрытий, полы и балки в санузлах. Антисептическая защита необходима, когда:

- древесина или соприкасающиеся с ней материалы имеют значительную начальную влажность и быстрое просушивание их в конструкции затруднительно;

- конструктивными мерами нельзя устранить постоянное или периодическое увлажнение деревянных элементов;

- при ремонтных и восстановительных работах в зданиях и сооружениях, в которых обнаружено развитие дереворазрушающих грибов и насекомых. Антисептирование древесины проводится различными методами в зависимости от назначения здания, вида конструкций, степени влажности древесины: поверхностной обработкой, пропиткой, диффузным методом, покрытием антисептическими пастами, сухим антисептированием, а также химическим консервированием, которое основано на введении в древесину химических ядов. Например, для обработки горизонтально расположенных деревянных элементов и пропитки складированных лесоматериалов применяют метод сухого антисептирования. Для этого антисептик смешивают с увлажненными опилками (влажность опилок 30-40%), используемыми в качестве балласта от выветривания.

Антисептики подразделяются на следующие группы: - антисептики, применяемые в водных растворах;

- антисептические пасты на основе водорастворимых антисептиков;
- антисептики, используемые в органических растворителях;
- маслянистые антисептики.

Антисептики, применяемые в водных растворах, предназначены для защиты тех деревянных конструкций, которые в период эксплуатации будут защищены от увлажнения и вымывающего действия воды.

Антисептические пасты на основе водорастворимых антисептиков применяются для защиты деревянных конструкций, находящихся в условиях повышенной влажности. При этом открытые, соприкасающиеся с землей

конструкции, обрабатываемые такими пастами, должны защищаться от вымывающего действия гидроизоляционными обмазками

Антисептики на органических растворителях – нефтепродуктах, служат для защиты наружных конструкций.

Маслянистые антисептики используются для защиты открытых конструкций, а также конструкций, находящихся в земле и воде. Антисептики должны удовлетворять требованиям токсичности к грибам и насекомым, обладать способностью проникновения в древесину, устойчивостью к вымыванию, быть безвредными для людей.

Перед обработкой конструкции антисептиками обязательно удаляют все пораженные грибами участки древесины до здоровых слоев. В очагах гнили независимо от степени поражения удаляют как пораженную часть, так и здоровые участки на 0,5 м вокруг, которые затем выносят и сжигают. Оставшиеся элементы тщательно очищают, удаляют остатки грибковых образований со здоровых участков, каменной кладки, металлических элементов. После чего деревянные конструкции восстанавливают. Обработанные элементы просушивают до равновесной влажности.

Поверхности всех находящихся в зоне поражения каменных, металлических конструкций также очищают от грибковых образований, а затем прокаливают паяльной лампой и обрабатывают антисептиками.

Решение задания.

Пример аналитического обзора.

Исходные данные.

При обследовании многоэтажного здания была выявлена повсеместная коррозия арматуры бетона.

Причины возникновения коррозии арматуры в бетоне.

С момента внедрения железобетона как одного из основных строительных материалов прошло много времени, но вопрос о том, как сделать его более долговечным, улучшить качества конструкций, волнует строителей на

протяжении всего периода использования данного материала. Проблема актуальна как в техническом, так и в экономическом плане. Экономически целесообразно увеличить первоначальную стоимость на изготовление конструкции и ее защиту, при условии, что в будущем, это позволит сократить число ремонтов и уменьшить затраты на них в процессе эксплуатации. Самые опасные повреждения в железобетонных конструкциях, согласно изучению стойкости конструкций в различных эксплуатационных условиях, были выявлены при процессе коррозии арматуры. Арматура является внутренним элементом и как следствие, устранить коррозию очень сложно. В настоящее время, не существует достаточно эффективных методов по борьбе с единожды начавшейся коррозией. Процесс развития коррозии железобетонных конструкций может протекать по двум схемам. Первая, заключается в том, что у бетона недостаточная стойкость, т.е. бетон разрушается в защитном слое. По второй схеме, бетон не обладает необходимыми защитными свойствами, в результате чего, развитие коррозии начинается с арматуры. Ржавчина на ней становится все больше, но при этом бетон не разрушается под действием агрессивной среды, в результате чего, происходит разрушение бетона под ее давлением. Данное разрушение носит чисто механический характер.

Виды коррозии арматуры и методы борьбы с ней. Арматура является одним из основных элементов железобетона. Она устанавливается для усиления бетона в сжатой зоне конструкций и восприятия растягивающих усилий. Состояние арматуры зависит от ситуации на поверхности бетона. Дефекты на бетонной поверхности встречаются довольно часто и проявляются в виде трещин, причинами которых являются:

- высокая температура окружающей среды;
- несоблюдение толщины слоя, рекомендованной стандартами строительства;
- нарушения в работе с пластификаторами;
- ошибки в способе усиления несущей способности металлом;

- ошибки в проектной документации; - аварии, стихии.

Чаще всего трещины образуются из-за того, что бетон после укладки высыхает. При проведении строительных работ на открытом воздухе, бетон начинает терять влагу и сжиматься. Но даже если образовались повреждения, то это не всегда свидетельствует о разрушении строения. Чтобы выявить насколько серьезна проблема необходимо выяснить, когда возникло данное нарушение конструкции, ширину трещины, в каких погодных условиях эксплуатируется данный объект и проверить его на соответствие всем нормам. В каждом отдельном случае, необходимо привлечение специалиста, для того, чтобы выяснить причины дефекта и устранить его. Оценить техническое состояние железобетонных конструкций можно визуально, по следующим факторам:

- присутствие трещин, разрушений и отколов;
- состояния анкеровки продольной и поперечной арматуры;
- геометрических размеров сечений конструкций, и самих конструкций;
- наличия разрыва арматуры;
- коррозия арматуры;
- нарушения сцепления арматуры с бетоном;
- состояния защитных покрытий; - степени коррозии бетона и арматуры.

Щелочная среда цементного бетона ($pH = 12,5-12,6$) пассивирует (защищает от окисления) стальную арматуру. Но в течение эксплуатации, из-за водного и воздушного воздействия, благодаря таким элементам, как двуокись углерода CO_2 и серы SO_2 , щелочность бетона снижается и становится в пределах $pH = 9,5$, арматура начинает окисляться. Воздействие окружающей среды происходит следующим образом: образование и воздействие углекислоты: $CO_2 + H_2O = H_2CO_3$, которая, реагируя с окисью кальция, содержащейся в бетоне, образует карбонат кальция и остаточную воду $H_2CO_3CaO = CaCO_3 + H_2O$ (указанная реакция протекает в течение нескольких лет, понижая величину pH в защитном слое бетона на 2,5-4 ед.); образование и

воздействие серной кислоты $SO_2 + H_2O = H_2SO_4$, которая, реагируя с окисью кальция, образует гипс и остаточную воду $H_2SO_4 + CaO = CaSO_4 + H_2O$, (в результате этой реакции величина pH дополнительно может снижаться на 1-3ед., достигая величины $pH = 6(7)$). Скорость депассивации арматуры зависит главным образом от толщины защитного слоя бетона и степени агрессивности среды. Данные о влиянии климата на коррозию арматуры в бетоне приводит И.А. Александров, обследовавший открытые железобетонные конструкции в Баку. В своей работе, автор устанавливает связь арматуры с карбонизацией бетона, прониканием солей к поверхности арматуры и влажным морским климатом. Во избежание коррозии арматуры, следует добиваться более высокой плотности бетона. Если, при производстве работ расход цемента был недостаточен, то железобетонные конструкции необходимо надежно защищать от действия переменной влажности и проникновения газов. Коррозия арматуры может объясняться различными факторами, которые оказывают химическое и электрохимическое воздействие. К ним можно отнести: растворы кислот, солей, щелочей, воды (природные и промышленные), блуждающие токи, влажные газы. В кислотах, которые не обладают окислительными свойствами (например, в соляной кислоте) стальная арматура сильно корродирует в результате образования продуктов коррозии, растворимых в воде и кислоте. Чем выше концентрация соляной кислоты, тем быстрее будет протекать коррозия. Если кислота обладает окислительными свойствами, то при её высокой концентрации поверхность арматуры пассивируется и сталь корродирует быстрее. Если арматура находится в щелочном растворе ($pH > 10$), то арматура корродирует в разы медленнее, из-за того, что в ней образуются нерастворимые гидраты закиси железа. Едкие щелочи и карбонаты щелочных металлов, в концентрации 40%, не разрушают стальную арматуру. Электрохимическая коррозия представляет собой, взаимодействие стальной арматуры с коррозионной средой (раствором электролита), при котором процесс протекает с образованием электрического тока (перенос ионов в коррозионной среде и

электронов в металле). Для протекания реакций нужно наличие 2 разных металлов и электропроводящей среды. При этом разрушение сплавов прямо пропорционально зависит от силы тока. Чем больше ток, тем быстрее реакция, чем быстрее реакция, тем быстрее разрушение. В некоторых случаях катодами служат примеси сплава. Скорость протекания электрохимической коррозии арматуры зависит от влагопроницаемости, пористости бетонного камня и наличия в нем трещин.

Выбор и обоснование мероприятия по устранению причины возникновения повреждения несущей конструкции.

Существует два вида защиты железобетонных и бетонных конструкций от коррозии: первичная и вторичная. Первичная защита от коррозии заключается в придании способности бетону и железобетону сопротивляться воздействию агрессивных сред посредством обеспечения оптимального их состава и структуры при изготовлении конструкций. Вторичная защита от коррозии заключается в создании условий, ограничивающих или исключающих воздействие агрессивных сред на бетонные или железобетонные конструкции после их изготовления. Первичную защиту следует проектировать путем выбора стойких составляющих бетона и железобетона, необходимых технологических параметров приготовления, уплотнения и твердения бетона, геометрической конфигурации конструкции, препятствующей образованию или уменьшению скопления агрессивных веществ на их поверхности, толщины защитного слоя бетона, обеспечения трещиностойкости конструкции и допустимого раскрытия трещин при эксплуатационных нагрузках. Первичная защита включает также нанесение защитного металлического, пленочного или лакокрасочного покрытия на поверхность арматуры. Металлические покрытия для защиты стальной арматуры, стальных закладных деталей и соединительных элементов железобетонных конструкций должны образовывать слой толщиной от 0,05 до 0,2 мм. В качестве материалов для покрытий следует применять алюминий или цинк. Защитные свойства металлических покрытий могут быть

усилены посредством последующего нанесения на них лакокрасочных покрытий или полимерных материалов. В качестве вяжущего вещества при создании железобетонных конструкций для газовой и твердой агрессивных сред необходимо применять: - портландцемент с большим содержанием трехкальциевого силиката (например, портландцемент для производства асбестоцементных изделий и т.п.) – при возможном проявлении коррозии II вида ((кислотная и магнезиальная коррозия) Происходит при действии растворов любых кислот, имеющих значение $pH < 7$);

- шлакопортландцемент и пуццолановый портландцемент – при коррозии I вида ((выщелачивания) коррозия бетона, при которой основные компоненты цементного камня растворяются); - сульфатостойкий портландцемент и его разновидности – при коррозии III вида в ((сульфатная и солевая коррозия) капиллярах цементного камня образуются солевые соединения и кристаллизуются). В жидких средах применяют: - портландцемент с большим содержанием трехкальциевого силиката – при коррозии II вида; - сульфатостойкий портландцемент и его разновидности – при коррозии III вида. В качестве добавок используют материалы, повышающие плотность и стойкость бетона. К ним относятся минеральные и органические пластифицирующие и гидрофобизирующие добавки. Введение ускорителей твердения в виде хлористых солей не допускается в конструкциях: - с напрягаемой арматурой; - изготавливаемых с автоклавной обработкой; - с арматурой класса В-I диаметром, равным и менее 5 мм; - эксплуатируемых вблизи источников постоянного тока; - для инъектирования каналов в железобетонных конструкциях; - для замоноличивания швов конструкций с напрягаемой арматурой. В качестве арматуры для железобетонных конструкций используют все разновидности арматурной стали, за исключением сильноагрессивных сред, где недопустимо применение термически упрочненной стали. Вторичную защиту от коррозии следует проектировать в зависимости от требуемой химической стойкости, проницаемости, адгезии с

защищаемой поверхностью, трещиностойкости и прочности путем выбора вида покрытий для защиты, материалов для защитной обработки или пропитки бетона, способов ее выполнения. Вторичную защиту от коррозии осуществляют путем пропитки бетона или нанесения лакокрасочного, пленочного, облицовочного или футеровочного защитного покрытия на поверхность бетонной или железобетонной конструкции с целью уплотнения поверхностного слоя бетона толщиной от 3 до 30 мм [9].

Выводы. Основными причинами коррозии арматуры в железобетоне являются: дефекты на бетонной поверхности и недостаточные защитные свойства, а так же погодные условия (повышенная влажность, осадки, газы). Выделяют коррозию арматуры двух видов: химическую и электрохимическую. Различают первичную и вторичную защиту от коррозии арматуры. Первичная заключается в том, что бетону и железобетону придаются свойства, при которых они начинают лучше сопротивляться воздействию агрессивной среды. При вторичной защите, бетонные и железобетонные конструкции подвергают защите уже после их изготовления.

Задания для самостоятельного решения.

Таблица 1

Таблица соответствия выбора варианта:

I – предпоследняя цифра, II – последняя цифра номера зачетки

II I	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
1	5	7	3	2	7	5	6	5	4	2
2	8	5	8	5	6	8	1	3	2	5
3	7	3	7	11	1	7	4	10	11	7
4	6	10	6	10	4	9	2	2	9	10
5	7	8	1	3	1	6	10	1	3	3
6	5	11	4	8	4	3	1	5	2	10
7	3	6	2	7	3	2	4	8	10	8
8	10	1	10	6	9	1	2	7	1	7
9	2	4	9	1	10	4	10	9	4	6
0	1	2	3	4	3	10	9	6	2	10

Таблица 2

Исходные данные для выполнения работы

Вариант	Дефекты конструкций
1	Вертикальные трещины на фасадной стене здания из кирпичной кладки шириной раскрытия 0,1 - 0,5мм
2	Биологическое поражение на фасадных стенах здания из кирпичной кладки
3	Повсеместные высолы на фасадных стен здания из кирпичной кладки
4	Трещины на несущей ж/б стене здания, шириной раскрытия 0,5 мм вдоль арматуры, следы ржавчины на поверхности бетона.
5	Сколы объемом 0,5 м ³ на ж/б колоннах здания
6	Нормальные и наклонные трещины в изгибаемых ж/б конструкциях и в растянутых элементах ж/б конструкций шириной раскрытия более 0,3 мм.
7	Поверхностная коррозия глубиной 1мм на металлических балках перекрытия и покрытия здания.
8	Незначительные выпучивания полок и стенок составных

	сечений металлических балок и колонн здания;
9	Трещины шириной раскрытия 0,1-0,5мм на деревянных стропильных балках покрытия здания
10	Коррозия деревянных прогонов покрытия здания от агрессивных сред
11	Наличие пороков на стойках покрытия здания

Практическое занятие №6: Определение физического износа на примере плиты перекрытия, имеющей трещины у опорных участков из-за прогибов. Выбор и обоснование мероприятия по устранению повреждения несущей конструкции.

Методические указания к выполнению задания.

При определении физического износа плиты перекрытия необходимо учитывать ряд факторов:

- признаки износа;
- физический износ участков элемента;

Условие задания.

Вариант исходных данных определяется по таблице 2. Используя исходные данные, предоставленные в таблице 3, а также теоретический (лекционный) материал оценить физический износ плиты перекрытия, а также выбрать и обосновать метод устранения повреждения несущей конструкции.

Указания к выполнению.

При оценке физического износа и методе устранения повреждения необходимо учитывать признаки износа и физический износ элемента.

Физический износ здания – это потеря им своих изначальных технико-эксплуатационных характеристик. Строения изнашиваются сразу по нескольким причинам:

- естественное старение материалов и конструкций;
- деятельность человека;
- воздействие внешней среды (природно-климатические факторы).

При эксплуатации на протяжении многих лет все конструктивные элементы и инженерные сети здания подвергаются комбинированному воздействию факторов, имеющих физико-механическую и химическую природу. В результате жилые и нежилые объекты постепенно теряют свои первоначальные характеристики.

Из-за описанных процессов элементы зданий становятся менее прочными, а также снижается их стойкость к различным воздействиям. Постепенное старение постройки в какой-то момент приводит к ее разрушению. На промежуточных этапах у зданий снижаются характеристики звуко- и теплоизоляции, а также показатели проницаемости для воздуха и атмосферной влаги.

Физический износ здания считается в процентах и соответствующим образом отражается на его стоимости. Скорость изнашивания зависит не только от агрессивных факторов, которым подвергается строение. Многое определяется правильным содержанием и эксплуатацией объекта. Если здание качественно ремонтируется и обслуживается как целиком, так и в каждом отдельном элементе, то износ его будет происходить значительно медленнее.

Существует две стадии физического устаревания здания – устранимая и неустраиваемая. В первом случае технико-экономические показатели только начинают снижаться. На этой стадии постепенно происходит сокращение срока эксплуатации и повышение текущих расходов на содержание здания.

При появлении признаков неустраиваемых дефектов строение перестает быть пригодным к использованию. Его дальнейшая эксплуатация прекращается, если есть нарушения требований безопасности. С общей шкалой физического износа зданий можно ознакомиться в приложении.

Методики определения физического износа.

Изношенность строений может определяться в зависимости от срока его службы или реального состояния конструкций. Для этого используются специальные методики определения физического износа гражданских зданий. В них содержатся правила оценки объектов. В таблицах указываются признаки изношенности, при наличии которых устанавливается износ конкретных конструкций и систем.

Принятая в настоящее время методика предполагает вычисление изношенности каждого конструктивного элемента с последующим сложением

полученных величин. При суммировании учитывается доля восстановительной стоимости отдельных составляющих в общей цене строения.

Определение физического износа здания может производиться следующими способами:

- визуальный осмотр объекта с вычислением конкретных цифр изношенности при помощи таблиц;
- обследование строения с применением специальных инструментов, как простейших (рулетка, отвес, уровень), так и достаточно сложных. Контроль может быть неразрушающим, то есть не оказывающим воздействия на конструкцию здания, или предполагающим вскрытие отдельных элементов (фундамента, кровли, стен и так далее);
- экспертная оценка с определением остаточного срока эксплуатации;
- проведение расчетов;
- выполнение инженерного обследования с подсчетом стоимости мероприятий для восстановления эксплуатационных характеристик строения.

Чтобы получить общий физический износ здания, нужно сложить значения, полученные при оценке фундамента, стен, кровли и перекрытий, пола, дверей и окон, отделки, сантехники, электрики и других элементов.

Правила оценки износа жилых и нежилых зданий. Оценщики при работе используют ведомственные строительные нормы (ВСН). В их состав входят правила оценки физической изношенности жилых зданий, которые были введены еще в советское время. С некоторыми изменениями они используются и сегодня. В этом документе помимо общих положений приводятся таблицы, позволяющие установить изношенность домов, построенных из различных материалов.

Правила оценки физического износа нежилых зданий имеют определенные отличия, связанные с особенностями их конструкции и эксплуатации. При этом

многие моменты, касающиеся определения изношенности строений в целом и их отдельных элементов для жилья и коммерческих (административных, производственных) объектов остаются общими. Имеющиеся таблицы позволяют определить изношенность с точностью до 5 процентов.

При оценке каждого элемента здания нужно обследовать несколько его участков с разной степенью износа. Это нужно для получения достоверного результата.

Физический износ здания происходит неравномерно. В начале его эксплуатации (так называемая приработка) новая конструкция изнашивается слабее. К завершению срока службы интенсивность износа заметно возрастает из-за наложения негативного воздействия разных факторов. Если за 100 лет здание изнашивается на 75 процентов, то на первые 50 лет его эксплуатации обычно приходится только 30 процентов потери изначальных свойств.

Частично физическую изношенность здания устраняется в ходе капитального ремонта. Эта процедура позволяет повысить стоимость объекта. Нужно различать сменяемые и несменяемые элементы зданий. У первых износ в ходе капремонта устраняется полностью, у вторых – лишь снижается. Несменяемые элементы при ремонте проходят только восстановительные процедуры.

Процесс и скорость изнашивания постройки определяются разными обстоятельствами:

- планировка здания;
- количество проживающих людей и интенсивность эксплуатации;
- характер, объем и качество проводимого капитального ремонта;
- особенности воздействия внешней среды;
- особенности обслуживания и текущего ремонта.

Для примера опишем то, как на износ здания воздействует окружающий воздух. Наиболее агрессивно на постройки действует загрязненная атмосфера с высокой влажностью. Она провоцирует коррозию, растрескивание и другие

разрушительные процессы. При нахождении в сухой и чистой атмосфере строительные материалы могут сохранять свои технико-эксплуатационные характеристики десятки и сотни лет.

Наиболее сильными загрязнителями воздуха являются продукты сгорания углеводородного топлива. По этой причине в местах большого сосредоточения транспортных средств и промышленных предприятий металлические конструкции разрушаются в 2-4 раза быстрее, чем в чистой атмосфере.

Морозы – еще одна характерная для нашей страны особенность эксплуатации строений. Наибольшее разрушительное воздействие они оказывают на фундамент и цокольную часть зданий. Она регулярно увлажняется и замораживается. Вода в мелких щелях при превращении в лед расширяется, что постепенно разрушает материал. Физический износ здания провоцируют также подвижки замерзающего грунта.

Таблица оценки физического износа здания.

Для оценки изношенности разных конструкций и элементов зданий используются специальные таблицы. В методических рекомендациях они приводятся для фундаментов, стен, колонн, перегородок, перекрытий, крыш, полов и многого другого. Таблицы делятся по видам материалов. Например, для полов существует несколько подборок в зависимости от их типа:

- бетонные;
- из керамической плитки;
- паркетные;
- дощатые;
- из рулонных материалов и так далее.

Полный объем информации по этому вопросу собран в правилах оценки физического износа жилых зданий. Для примера приведем одну из оценочных таблиц.

Таблица 1

Физичес	Оценка	Состояние	Состояние внутренних	Примерная
---------	--------	-----------	----------------------	-----------

кий износ, %	техническ ого состояния	несменяемых конструкций зданий	конструктивных элементов	стоимость ремонта, % от полной стоимости воспроизводств а
0-20	Хорошее	Отсутствуют повреждения, деформации, следы устранения дефектов	Полы и потолки ровные, горизонтальные, отсутствуют трещины в покрытиях и отделке	0-11
21-40	Удовлетв орительно е	Повреждений и деформаций, в том числе искривлений, нет. Имеются местами следы различных ремонтов, в том числе небольших трещин в простенках и перемычках	Полы и потолки ровные, на потолках возможны волосяные трещины. На ступенях лестниц небольшие повреждения, окна и двери открываются с некоторым усилием	12-36
41-60	Неудовле творитель ное	Имеется много следов ремонтов трещин и участков наружной отделки. Имеются места искривления горизонтальных линий и следы их ликвидации. Износ кладки стен характеризуется трещинами между блоками	Полы в отдельных местах зыбкие с отклонением от горизонтали. Впотолках много трещин, ранее заделанных и появившихся вновь. Отдельные отставание покрытия пола. Большое количество поврежденных ступеней	36-90
61-80	Ветхое	Имеются открытые	Большое число	93-120

		трещины различного происхождения, в том числе от износа и перегрузки кладки поперек кирпичей. Большие искривления горизонтальных линий и местами отклонения стен от вертикали	отклонений от горизонтали в полах, зыбкость и массовое повреждение и отсурствие покрытия пола. Впотолках много мест с обвалившейся штукатуркой. Много перекошенных окон и дверей. Большое количество поврежденных ступеней, перекосы маршей, щели между ступенями	
81-100	Непригодное	Здание в опасном состоянии. Участки стен разрушены, деформированы в проемах. Трещины по перемычкам, простенкам и по всей поверхности стен. Возможны большие искривления горизонтальных линий и выпучивание стен	Полы с большими перекосами и уклонами. Заметные прогибы потолков. Окна и двери с гнилью в узлах и брусьях. В маршах лестниц не хватает ступеней и перил. Внутренняя отделка полностью разрушена	-

Физический износ отдельных конструкций, элементов, систем или их участков следует оценивать путем сравнения признаков физического износа, выявленных в результате визуального и инструментального обследования, с их значениями.

Примечания: Если конструкция, элемент, система или их участок имеет все признаки износа, соответствующие определенному интервалу его значений, то физический износ следует принимать равным верхней границе интервала.

Если в конструкции, элементе, системе или их участке выявлен только один из нескольких признаков износа, то физический износ следует принимать равным нижней границе интервала.

Если в таблице интервалу значений физического износа соответствует только один признак, физический износ конструкции, элемента, системы или их участков, следует принимать по интерполяции в зависимости от размеров или характера имеющихся повреждений.

В примерный состав работ по устранению физического износа, не включены сопутствующие и отделочные работы, подлежащие выполнению при ремонте данной конструкции, элемента, системы или их участка.

Физический износ конструкции, элемента или системы, имеющих различную степень износа отдельных участков, следует определять по формуле:

$$\Phi_{\kappa} = \sum_{i=1}^{i=n} \Phi_i \frac{P_i}{P_{\kappa}} \quad (1)$$

Φ_{κ} – физический износ конструкции, элемента или системы, %;

Φ_i – физический износ участка конструкции, элемента или системы, %;

P_i – размеры (площадь или длина) поврежденного участка, m^2 или m ;

P_{κ} – размеры всей конструкции, m^2 или m ;

n – число поврежденных участков.

Физический износ здания следует определять по формуле:

$$\Phi_z = \sum_{i=1}^{i=n} \Phi_{ki} l_i \quad (2)$$

где Φ_z – физический износ здания, %;

Φ_{ki} – отдельной конструкции, элемента или системы, %;

l_i – коэффициент, соответствующий доле восстановительной стоимости отдельной конструкции, элемента или системы в общей восстановительной стоимости здания;

n – число отдельных конструкций, элементов или систем в здании.

Доли восстановительной стоимости отдельных конструкций, элементов и систем в общей восстановительной стоимости здания, (в %) следует принимать по укрупненным показателям восстановительной стоимости жилых зданий, утвержденным в установленном порядке, а для конструкций, элементов и систем, не имеющих утвержденных показателей – по их сметной стоимости.

Численные значения физического износа следует округлять: для отдельных участков конструкций, элементов и систем – до 10 %; для конструкций, элементов и систем до – 5 %; для здания в целом – до 1 %.

1.6. Для слоистых конструкций – стен и покрытий следует применять системы двойной оценки физического износа: по техническому состоянию и сроку службы конструкции. За окончательную оценку физического износа следует принимать большее значение.

Физический износ слоистой конструкции по сроку службы следует определять по формуле:

$$\Phi_c = \sum_{i=1}^{i=n} \Phi_i K_i \quad (3)$$

где Φ_c – физический износ слоистой конструкции, %;

Φ_i – физический износ материала слоя, в зависимости от срока эксплуатации данной слоистой конструкции, %;

K_i – коэффициент, определяемый как отношение стоимости материала слоя к стоимости всей конструкции;

n – число слоев.

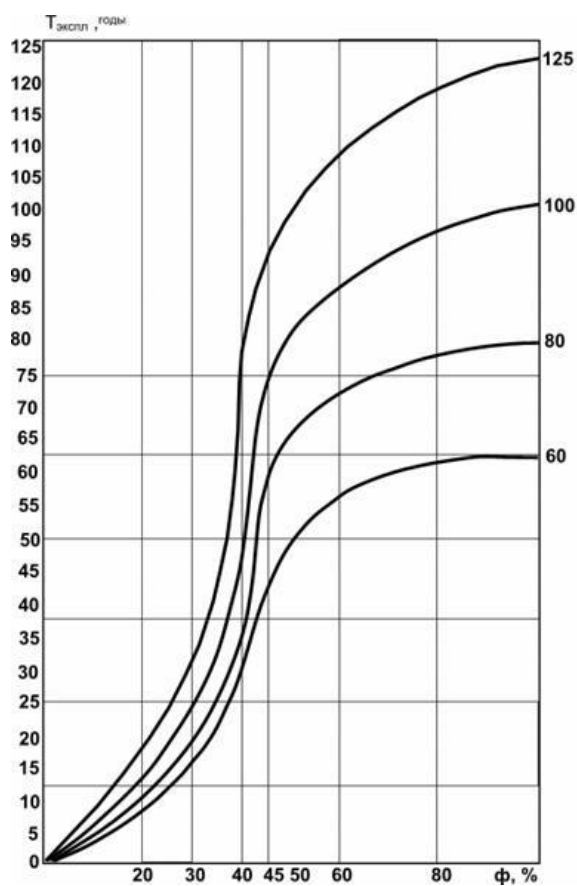


Рис. 1. Физический износ слоистых конструкций (срок службы 60–125 лет)

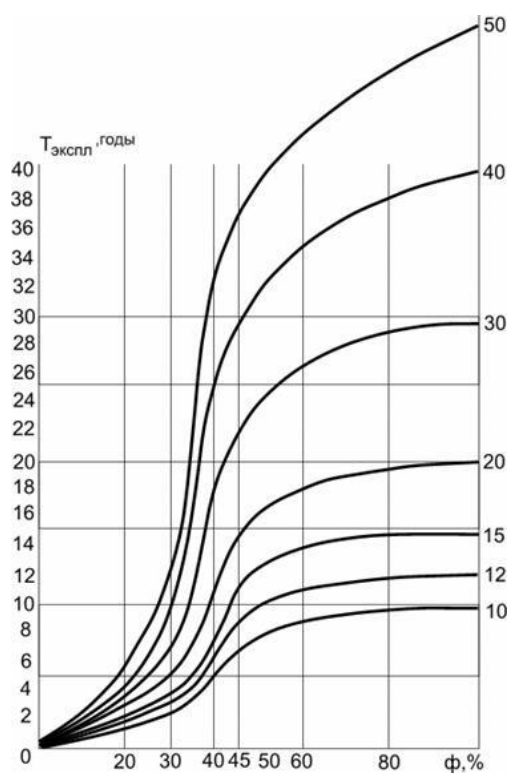


Рис. 2. Физический износ слоистых конструкций (срок службы 10 – 50 лет)

Физический износ системы должен определяться как сумма средневзвешенного износа элементов. Физический износ газового и лифтового

оборудования должен определяться в соответствии со специальными нормативными документами. При оценке физического износа конструкций, элементов и систем, не указанных в настоящих Правилах, следует пользоваться данными наиболее близких аналогов или соответствующих республиканских нормативных документов.

Решение задания.

Пример оценки физического износа плиты перекрытия.

Исходные данные.

При обследовании плиты перекрытия были выявлены трещины шириной раскрытия более 2 мм у опорных участков из – за прогибов до 0,05 м, что соответствует 43% износа.

По таблице 31 ВСН 53-86р определяем, что значение физического износа плиты перекрытия находится в интервале 41-50%, с распространением повреждений на площади от 30 до 50 %.

Для оценки физического износа осмотренного участка производим интерполяцию значений. Размер интервала значений физического износа 41-50% составляет 40%. Размер интервала 30-50% площади повреждения, характерной для данного интервала значений физического износа составляет 45%. Изменений физического износа с увеличением площади повреждения на 1% составит $\frac{40}{45}$ %.

Физический износ участка, имеющего повреждения на площади 43% определяем путем интерполяции: $41 + \frac{40}{45} \cdot 35 = 72\%$

Округляя величину износа до 5%, получаем физический износ плиты перекрытия равный 70%.

Вывод: Плита перекрытия находится в недопустимом состоянии и требуется немедленное усиление.

Выбор и обоснование мероприятия по устранению повреждения несущей конструкции. Монолитные плиты перекрытия можно усиливать методом

наращивания, т.е. бетонированием дополнительной железобетонной плиты поверх существующей, а также подведением дополнительных опор в виде монолитных железобетонных или металлических балок. Сборные железобетонные пустотные плиты могут усиливаться с использованием пустот. Для этого сверху в зоне расположения канала пробивают полку и устанавливают арматурный каркас. При усилении только опорной части плиты каркасы располагаются на части ее пролета, а при необходимости усиления по нормальному и наклонному сечениям — по всей длине плиты. После этого канал заполняют пластичным бетоном на мелком щебне и плиту рассчитывают с учетом дополнительной арматуры (рис. 8).

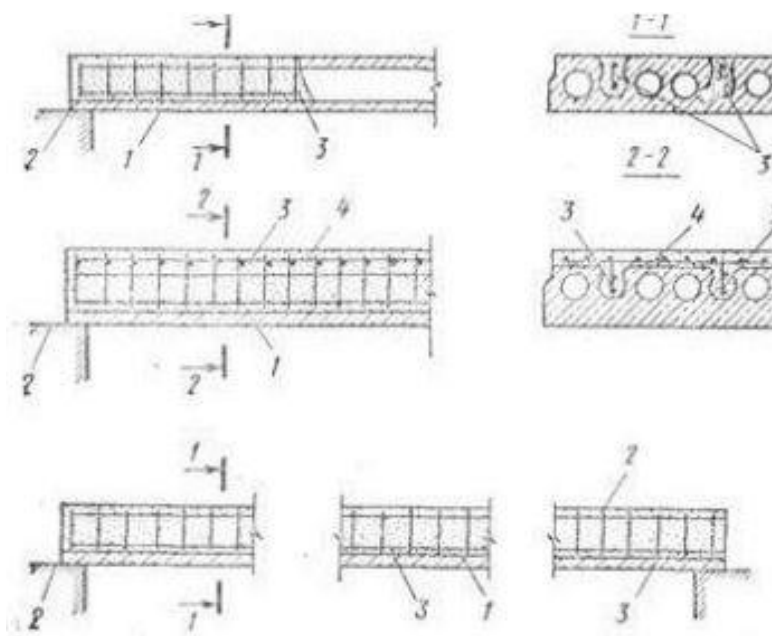


Рис. 3. Усиление сборных многопустотных плит перекрытия: 1 — усиливаемая плита; 2 — опора; 3 — дополнительный арматурный каркас; 4 — бетон усиления

Усиление опорных частей пустотных плит при недостаточной площади их обитания рекомендуется осуществлять по следующим схемам: для крайних опор путем установки в каналах арматурных каркасов с выносом их за торцы плит на требуемую длину, последующей установкой вертикальных каркасов параллельно торцам плит, бетонированием анкерной балки и опорных участков пустот плиты (рис. 9); Для промежуточных опор установкой общих вертикальных каркасов в предварительно пробитые отверстия опорных зон смежных плит и последующим бетонированием каналов с дополнительно

установленной арматурой. В этом случае плиты работают как неразрезные конструкции.

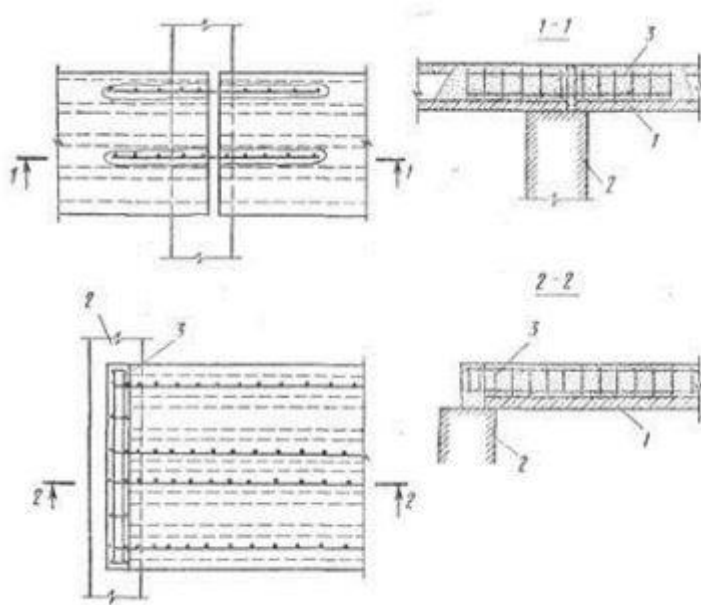


Рис. 4. Усиление опорных частей многопустотных плит: 1 — усиливаемая плита; 2 — опора; 3 — арматурный каркас усиления

Продольные ребра сборных железобетонных ребристых плит усиливают подведением дополнительных металлических опор, уменьшающих пролет ребер, дополнительными металлическими балками, которые включаются в работу с помощью подклинки; шпренгельными конструкциями. Эффективным способом усиления продольных ребер плит по нормальным сечениям является установка дополнительных арматурных каркасов в швах между плитами и бетонирование швов. Возможно также наращивание продольных ребер с дополнительной арматурой при обеспечении ее связи с существующей рабочей арматурой.

Усиление продольных ребер на действие поперечных сил производят путем установки дополнительных предварительно напряженных накладных хомутов.

Если невозможно выполнить на бетонку для усиления плит, опертых по контуру, рекомендуется подвести под плиты предварительно напряженный пространственный шпренгель (рис. 10), который состоит из двух взаимно

пересекающихся в одном уровне плоских шпренгелей, верхние пояса которых плотно подгоняются под нижнюю плоскость плиты, а нижние пояса предварительно напрягаются механическим или термомеханическим способом.

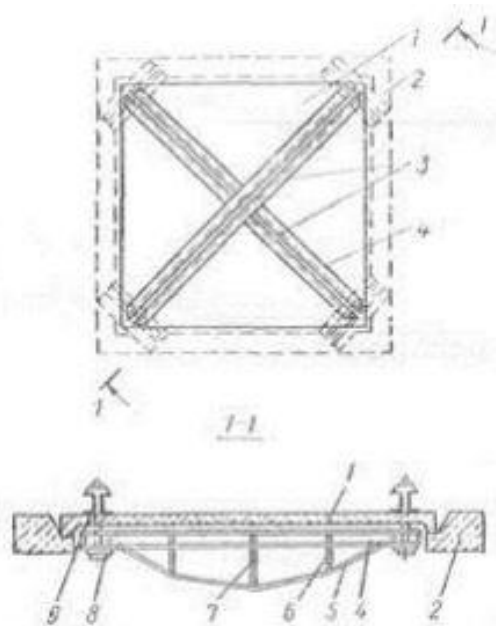


Рис. 5. Усиление сборной плиты, опёртой по контуру, пространственным шпренгелем: 1 — усиливаемая плита; 2 — элемент несущего контура; 3 — пространственный шпренгель; 4 — верхний пояс; 5 — нижний пояс; 6 — промежуточные стойки; 7 — центральная стойка; 8 — болты для подвески шпренгеля; 9 — передаточные траверсы

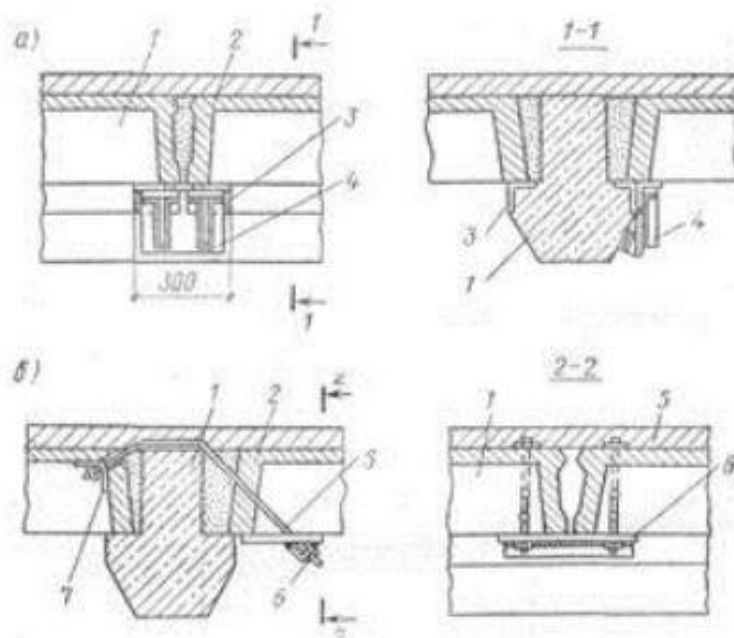


Рис. 6. Варианты устройства опорных столиков: а — при наличии закладных деталей в ригеле; б — при отсутствии закладных Деталей в ригеле; 1 — ригель; 2 — плита; 3 — закладная деталь в ригеле; 4 — опорный столик; 5 — тяжи; 6 — горизонтальная опора; 7 — упорный уголок

Для усиления оперения сборных плит перекрытия и покрытия на ригели и стропильные конструкции рекомендуется подвести под опоры металлические столики из уголков, закрепив их с помощью тяжей или обойм к смежным конструкциям или верхнему поясу ригелей и стропильных конструкций (рис. 11- 12).

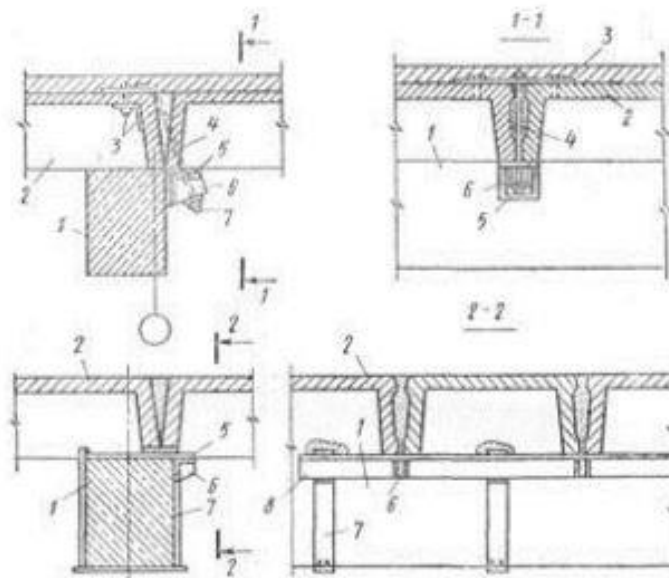


Рис. 7. Усиление опирания плит: 1 — ригель; 2 — плита; 3 — крепление тяжа к плите; 4 — наклонный тяж; 5 — упорный столик; 6 — ребра жесткости; 7 — хомуты; 8 — уголок опорного столика

Установка дополнительных закладных деталей и усиление стыков. При реконструкции часто возникает необходимость в установке дополнительных закладных деталей или восстановлении пропущенных при изготовлении конструкций. При этом следует различать конструктивные закладные детали, на которые не передаются значительные усилия, а также закладные детали, которые воспринимают значительные изгибающие моменты и отрывающие усилия.

К первой группе относятся закладные детали для фиксации элементов, которые устанавливаются на несущие конструкции (плиты покрытия на балки и фермы, балки и фермы на колонны, самонесущие стены и стеновые панели к колоннам и т.п.). Эти закладные детали испытывают сжимающие или незначительные сдвигающие усилия и легко устанавливаются с помощью

специального металлического хомута. Например, для фиксации опорного металлического листа на поверхности железобетонного элемента (рис. 13) достаточно оголить (сколоть) защитный слой у двух угловых арматурных стержней, приварить к ним круглые коротыши или ребра из полосовой стали и к последним — лист (уголок) новой закладной детали. При необходимости выполнить закладную деталь заподлицо с поверхностью бетона в защитном слое вырубается борозда, ширина которой превышает ширину закладной детали на 10...20 мм, а глубина — толщину пластины на 5...10 мм. Пластина вдавливается в свежий цементный раствор и приваривается через коротыши-подкладки к рабочей арматуре каркаса.

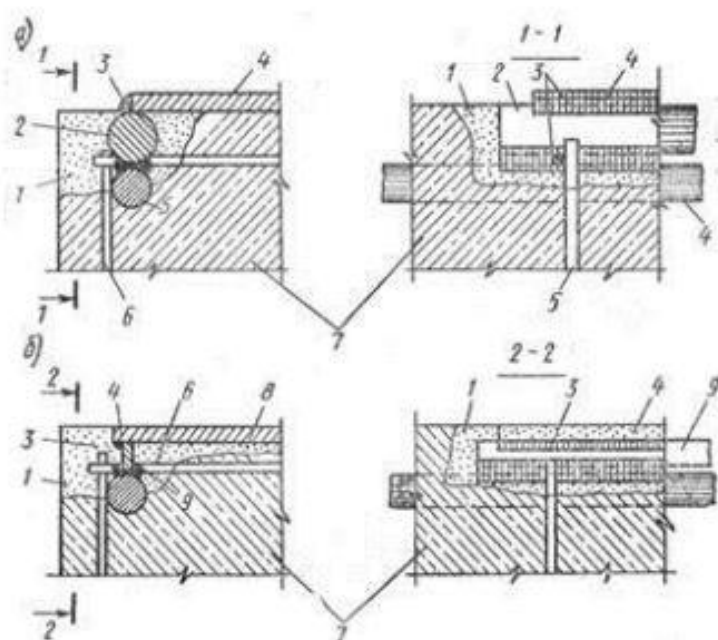


Рис. 8. Установка дополнительных закладных деталей в железобетонных элементах: а — по верхней плоскости; б — заподлицо с поверхностью: 1 — сколотая зона бетона, впоследствии заделанная цементным раствором; 2 — коротыши-подкладка из круглого стержня; 3 — сварные швы; 4 — дополнительная закладная деталь; 5 — угловая арматура элемента; 6 — поперечные стержни каркаса; 7 — исправляемый элемент; 8 — поперечная борозда для установки закладной детали, заполненная впоследствии цементным раствором; 9 — коротыши-прокладка из полосовой стали

Менее трудоемкий способ установки конструктивных закладных деталей с помощью металлических хомутов (рис. 7), хотя он и требует большего расхода стали. Такие закладные детали выполняются по месту из заранее заготовленных

и подогнанных элементов. При необходимости устройства жестких стыков ригелей с колоннами, а также в случае дефектов в выпусках арматуры (несносность, уменьшение диаметра и количества арматуры) рекомендуют охватывающие хомуты, площадь которых равна расчетному сечению стыка. Боковые металлические планки (рис. 8) устанавливают в выбитые в защитном слое бетона пазы, ширину которых принимают на 20...30 мм больше ширины планки, а толщина равна толщине самой планки. Ось планок должна совпадать с осью арматуры ригелей.

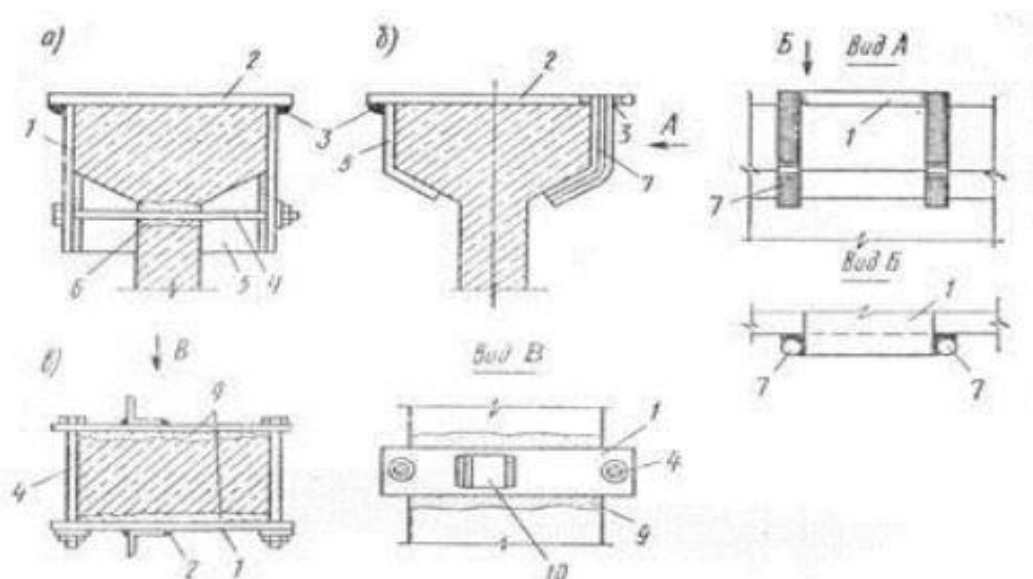


Рис. 9. Установка дополнительных закладных деталей с помощью хомутов: а — хомут из листовой стали на болтах; б — то же, с держателем из листовой стали; в — то же, с держателем из круглой стали; 1 — боковые планки хомута; 2 — лицевая планка хомута; 3 — сварные швы; 4 — стяжной болт; 5 — ребра жесткости; 6 — отверстие в стенке балки для пропуска стяжного болта; 7 — стержневой держатель; 8 — листовой держатель; 9 — борозда, пробитая в поверхности бетона и заделанная впоследствии цементным раствором; 10 — уголок для крепления дополнительных элементов

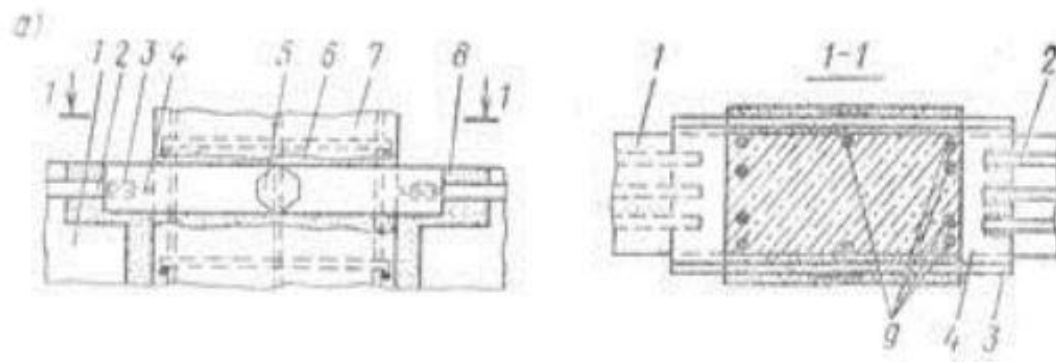


Рис. 10. Усиление стыков ригелей с колонной: а — при отсутствии выпусков арматуры из колонны; б — при недостаточном количестве выпусков арматуры из колонны; 1 — ригель; 2 — арматура ригеля; 3 — боковая планка хомута; 4 — горизонтальная планка хомута; 5 — стыковая накладка; б — боковые пазы, пробитые в бетоне и заполненные впоследствии цементным

Затем к планкам приваривают горизонтальные пластины, полученные полухомуты заводят с обеих сторон колонны и соединяют сваркой с помощью стыковых накладок. Для связи с арматурой ригелей в горизонтальных пластинах вырезают автогеном прорези шириной на 4...6 мм шире диаметра арматуры и вваривают в них стержни. На эпоксидном клее можно закреплять арматуру гладкого и периодического профиля к горизонтальной и вертикальной плоскости бетона, а также к нижней плоскости, расположенной под углом 45° к горизонту. На цементно-песчаном растворе разрешается закреплять арматуру только на горизонтальной плоскости бетона.

Задания для самостоятельного решения.

Таблица 2

Таблица соответствия выбора варианта:

I – предпоследняя цифра, II – последняя цифра номера зачетки

II I	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
1	1	2	3	2	5	15	1	8	8	7
2	10	15	8	5	11	3	6	5	10	15
3	9	7	14	7	12	2	5	11	11	1
4	7	3	11	10	9	1	11	12	14	12
5	6	8	2	1	7	15	12	9	1	9
6	5	10	5	12	2	14	9	5	10	1
7	8	11	7	9	5	13	8	7	9	6
8	3	14	10	15	7	8	2	2	7	5
9	2	13	9	6	3	9	14	15	6	11
0	1	8	7	4	5	7	3	4	1	12

Таблица 3

Исходные данные для выполнения работы

Вариант	Признаки износа	Физический износ участков элемента %
1	При обследовании деревянных оштукатуренных плит перекрытия были выявлены усадочные трещины шириной раскрытия 0.5-1мм и суммарной длиной 1м ² 0,5м, отпадение и отслоение штукатурки, глухой звук при простукивании	32
2	При обследовании деревянной оштукатуренной плиты перекрытия	25

	были выявлены ощутимая зыбкость, диагональные трещины на потолке	
3	При обследовании перекрытия из сборного железобетонного настила были выявлены поперечные трещины шириной раскрытия 1-1,5 мм в плитах без оголения арматуры, прогибом 0,02	40
4	При обследовании перекрытия из сборного железобетонного настила были выявлены трещины шириной раскрытия 0,5-1 мм в швах между плитами	20
5	При обследовании перекрытия из сборного железобетонного настила были выявлены трещины в плитах шириной раскрытия 0,3-1 мм, следы протечек или промерзаний на плитах и на стенах в местах опирания	30
6	При обследовании перекрытия из двухскорлупных железобетонных прокатных панелей были выявлены отпадение фактурного слоя местами	27
7	При обследовании перекрытия из двухскорлупных железобетонных прокатных панелей были выявлены усадочные трещины шириной раскрытия 0,3-0,7мм и суммарной длиной 1м ² 0,2м, в нижних плитах	33

8	При обследовании деревянных неоштукатуренных плит перекрытия были выявлены сильное поражение древесины гнилью, появление продольных и поперечных трещин, расслоение древесины, полное или частичное скалывание в узлах соединений балок, прогиб балок и прогонов 0,05-0,1 м	57
9	При обследовании деревянных неоштукатуренных плит перекрытия были выявлены зазоры и щели между досками наката, прогибы балок и настилов 0,01-0,02 м	15
10	При обследовании деревянных оштукатуренных плит перекрытия были выявлены следы протечек на потолке; перенасыщение засыпки влагой, отдельные участки которой слежались, обмазка местами разрушилась	22
11	При обследовании деревянных оштукатуренных плит перекрытия были выявлены глубокие трещины в местах сопряжений балок с несущими стенами, следы увлажнений	31

12	При обследовании деревянных оштукатуренных плит перекрытия было выявлено, что конструкция на грани разрушения, которое местами уже началось	80
13	При обследовании перекрытия из двухскорлупных железобетонных прокатных панелей были выявлены прогибы 0,07-0,1м, местами отпадение бетона нижних плит, отслоение бетона и обнажение ребер верхних плит	65
14	При обследовании перекрытия из двухскорлупных железобетонных прокатных панелей были выявлены массовые сквозные продольные трещины на нижних плитах, отпадение защитного слоя нижних плит с обнаружением арматуры, изломы и прогиб плит 0,06-0,09м	54
15	При обследовании перекрытия из сборных и монолитных сплошных плит были выявлены трещины шириной раскрытия 0,5-0,7мм и суммарной длиной 1м ² 0,8м в плитах поперек рабочего пролета или множественные усадочные	37

Практическое занятие №7: Оценка эксплуатационных характеристик конструкций с учетом выявленных повреждений.

Методические указания к выполнению задания.

Определить относительную надежность, поврежденность и возможные дефекты (не менее 4 наименований), характерные для конструкций, согласно присвоенным категориям технического состояния. На основании установленных обследовании дефектов и повреждений дать рекомендации по дальнейшей эксплуатации конструкций здания – см. пример выполнения работы.

Условие задания.

Вариант исходных данных определяется по таблице 3. Используя исходные данные, предоставленные в таблице 4, определить относительную надёжность, и возможные дефекты здания.

Указания к выполнению.

Определить относительную надежность, поврежденность здания согласно категории технического состояния по ГОСТ 31937-2011 «Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния». Описать признаки воздействия внешней среды на элемент каркаса согласно полученным исходным данным и категориям технического состояния. Составить таблицу технического состояния элемента каркаса. На основании установленных обследовании дефектов и повреждений дать рекомендации по дальнейшей эксплуатации конструкций здания.

Оценка технического состояния строительных конструкций зданий и сооружений заключается в определении степени повреждения, категории технического состояния и возможности дальнейшей эксплуатации их по прямому или измененному (при реконструкции) функциональному назначению.

Оценку технического состояния строительных конструкций зданий и сооружений проводят путем сопоставления предельно допустимых (расчетных или нормативных) и фактических значений, характеризующих прочность,

устойчивость, деформативность (по I и II группам предельных состояний) и эксплуатационные характеристики строительных конструкций.

Критерии оценки технического состояния зависят от функционального назначения и конструктивной схемы здания, вида строительной конструкции, материала и т.д.

За предельно допустимые значения критериев оценки технического состояния зданий принимают: расчетные схемы, нагрузки и воздействия; прочностные и физико-механические характеристики материалов и конструкций — из проектной документации; геометрические параметры зданий — по рабочим чертежам; эксплуатационные характеристики — по расчетам в проектной документации.

Фактические значения критериев оценки технического состояния строительных конструкций принимаются по результатам визуальных и инструментальных обследований, лабораторных испытаний, поверочных расчетов.

Критерии оценки технического состояния строительных конструкций подразделяют на две группы: критерии, характеризующие несущую способность, устойчивость и деформативность, и критерии, характеризующие эксплуатационную пригодность зданий.

Предельно допустимые значения критериев оценки технического состояния конструкций зданий устанавливаются нормативными документами.

Техническое состояние конструкций устанавливают на основе оценки совокупного влияния повреждений, дефектов, выявленных в процессе предварительного обследования, поверочных расчетов их несущей способности, устойчивости и эксплуатационной пригодности.

Если один из критериев технического состояния конструкций здания не отвечает требованиям нормативных документов, конструкции необходимо усиливать или заменять.

Оценка технического состояния конструкций здания включает: определение категории технического состояния конструкций с учетом степени повреждения и величины снижения несущей способности; установление эксплуатационной пригодности конструкций по основным критериям (температурно-влажностный режим, загазованность, освещенность, герметичность, звукоизоляция и т.д.); разработку предложений по дальнейшей эксплуатации зданий и сооружений.

Качество здания зависит от свойств его элементов, соответствия их параметров нормативным или расчетным показателям и их способности выполнять заданные функции. В процессе эксплуатации возникают ситуации, когда конструктивный элемент не выполняет свои функции в полном объеме или его эксплуатационные показатели не соответствуют нормативным значениям.

Окончание эксплуатации всего здания определяется предельным состоянием, при котором дальнейшая эксплуатация должна быть прекращена по требованиям безопасности, из-за неустранимого изменения технических характеристик конструктивных элементов, утраченных в процессе эксплуатации, или экономической нецелесообразности их восстановления.

Оценка состояния здания или его отдельных элементов базируется на теории надежности, которая позволяет разрабатывать оптимальную систему контроля за состоянием элементов, определять их техническое состояние, разрабатывать эффективную стратегию эксплуатационных мероприятий.

Надежность является определяющим свойством, общим для различных элементов здания. Сама по себе надежность не характеризует их высокое качество, но служит одним из свойств, определяющих качество каждого элемента здания.

Надежность – это свойство элемента выполнять свои функции в течение заданного промежутка времени с сохранением эксплуатационных

характеристик. С точки зрения надежности все элементы здания подразделяются на восстанавливаемые и невосстанавливаемые.

Восстанавливаемые элементы могут быть восстановлены (отремонтированы, заменены) в течение эксплуатационного периода. 5 Невосстанавливаемые элементы – это те элементы, которые ни разу не ремонтируют в процессе эксплуатации по техническим или экономическим соображениям. Конструктивные элементы здания могут состоять из n -го количества элементов (стыки, полы, стеновые панели и т.п.), которые имеют последовательное или параллельное соединение.

При последовательном соединении элементов отказ хотя бы одного из них приводит к отказу всего соединения (например, трехслойная стеновая панель).

При параллельном соединении отказ всего соединения происходит только при отказе всех элементов (например, работа двух лифтов в здании).

Надежность, как свойство элемента, характеризуется рядом показателей: таких основных как безотказность, долговечность и ремонтпригодность, а также понятиями, характеризующими состояние объекта - исправность, работоспособность, предельное состояние, отказ.

Безотказность – основное свойство надежности элемента, т.е. способность элемента выполнять свои функции в течение заданного промежутка времени в заданных условиях эксплуатации без вынужденных перерывов на восстановление.

Долговечность – свойство элемента сохранять работоспособность до наступления предельного состояния с необходимыми перерывами на ремонт, наладку или техническое обслуживание.

Ремонтпригодность – свойство элемента, заключающееся в его приспособленности к выполнению ремонтов и технического обслуживания, т.е. к восстановлению работоспособности и исправности. Исправность – это категория технического состояния элемента, при которой он полностью

соответствует всем требованиям, установленным нормативно-технической документацией, включая требования подготовки объекта к эксплуатации.

Работоспособность – это категория технического состояния элемента, при которой он способен выполнять в данный момент свои функции, сохраняя во времени значения основных параметров в пределах, установленных нормативно-технической документацией. При этом некоторые из численно оцениваемых контролируемых параметров не отвечают требованиям проекта, 6 норм и стандартов, но имеющиеся нарушения требований, например, по деформативности, трещиностойкости, в данных конкретных условиях эксплуатации не приводят к нарушению работоспособности, и несущая способность конструкций, с учетом влияния имеющихся дефектов и повреждений, обеспечивается.

Предельное состояние – это категория технического состояния элемента, характеризующаяся снижением несущей способности и эксплуатационных характеристик и соответствующая технической невозможности или нецелесообразности его дальнейшей эксплуатации, обусловленная требованиями безопасности или неустранимым снижением эффективности (необходимость проведения страховочных мероприятий и усиления конструкций).

Аварийное состояние – категория технического состояния элемента, характеризующаяся повреждениями и деформациями, свидетельствующими об исчерпании несущей способности и опасности обрушения (необходимо проведение срочных противоаварийных мероприятий).

Отказ – это полная или частичная утрата элементом работоспособности.

Отказ является случайным событием, вероятность его возникновения зависит от внешних и внутренних факторов: качества материала, качества изготовления строительного элемента, качества выполнения монтажно-строительных работ, факторов окружающей среды, уровня эксплуатационных мероприятий и т.д.

Отказы классифицируют:

- по характеру проявления на постепенные (связанные с процессом старения и износа) и внезапные (характеризующиеся скачкообразным изменением эксплуатационных параметров элемента);
- по возможности использования элемента после отказа на полные и частичные;
- по связи между отказами отдельных элементов или их частей (например, в случае с многослойными конструкциями) на зависимые и независимые;
- по наличию внешних признаков на скрытые и очевидные;
- по причине возникновения на конструктивные, производственные, эксплуатационные;
- по периоду возникновения на отказы при испытаниях, в период приработки, в период нормальной эксплуатации и т.д.



Рис. 1. Изменение интенсивности отказов в течение эксплуатационного периода

В период приработки проявляются отказы, вызванные дефектами конструктивных элементов, а также недостатками строительства, монтажа. По нормативам технической эксплуатации зданий эти виды отказов устраняют строительные организации в течение гарантийного срока. Далее за устранение неисправностей отвечает эксплуатационная организация. В период нормальной работы интенсивность отказов практически постоянна и основное влияние на надежность оказывают внезапные отказы, которые обусловлены:

- воздействием непредвиденных механических нагрузок,

- воздействием неучтенных или изменившихся факторов внешней среды эксплуатации,

- изменением эксплуатационных параметров элементов с течением времени.

Среднее значение эксплуатационных свойств элементов сохраняется, но вследствие увеличения дисперсии (разброса параметров у однотипных конструкций) вероятность отказа элемента увеличивается. В заключительный период (период старения и износа) интенсивность отказов возрастает вследствие старения, износа элементов, и на их надежность большее влияние оказывают постепенные отказы.

Долговечность. Сроки службы элементов.

Надежность строительных конструкций рассматривается, как правило, на заданном временном интервале, в качестве которого часто принимают срок службы элемента или его долговечность. Долговечность элемента можно оценить по показателю среднего времени безотказной работы элемента:

Срок безотказной работы элементов зданий является непрерывной случайной величиной, принимающей любые значения, поскольку он зависит от ряда факторов, в том числе от качества изготовления материала, качества ремонтно-строительных работ по устройству, монтажу конструкции, интенсивности эксплуатационных нагрузок, воздействия факторов окружающей среды и пр.

При проектировании новых конструкций, разработке новых материалов прогнозирование их долговечности осуществляется на основании лабораторных испытаний или по аналогии с уже существующими объектами. При этом учитывается влияние только наиболее важных факторов на долговечность элемента. Таким образом, рассчитывается нормативный срок службы.

Нормативный срок службы – это рекомендуемый срок эксплуатации до выполнения ремонта, определяемый технической документацией на основании

результатов лабораторных испытаний или статистических данных об эксплуатации аналогичных конструкций.

Однако по совокупному воздействию неучтенные факторы могут значительно изменить особенности и условия эксплуатации элемента, вследствие чего одни и те же элементы зданий с одинаковым нормативным сроком службы в реальных условиях могут безотказно функционировать разное время и, соответственно, иметь различные фактические сроки службы и периоды проведения ремонтов.

Фактический срок службы – это срок эксплуатации конкретной конструкции до потери ею работоспособности.

Определение долговечности путем натурного наблюдения для строительных конструкций часто оказывается неприемлемым, т.к. срок их эксплуатации довольно значителен. Поэтому при подготовке проекта капитального ремонта или реконструкции здания следует учитывать опыт эксплуатации аналогичных по конструктивным решениям зданий, эксплуатируемых в одинаковых условиях. В первую очередь это относится к типовым зданиям, монтируемым из индустриальных конструкций.

Накопленная статистика по дефектам и отказам отдельных конструкций, с использованием нормального закона распределения сроков службы, позволяет обоснованно прогнозировать их фактические сроки службы, на основании которых можно определить средний срок службы.

Средний срок службы – это срок эксплуатации однотипных конструкций, рассчитанный на основе статистических данных об отказах этих конструкций за определенный период эксплуатации.

Разброс конкретных значений сроков службы элементов не бесконечен. В соответствии с нормальным законом распределения случайной величины отклонение в большую или меньшую сторону от среднего значения имеет одинаковую вероятность. Чем выше отклонение конкретного срока службы по абсолютной величине от среднего значения, тем меньше его вероятность.

Отклонение сроков службы элемента имеет предел, поэтому отклонения, превышающие его, маловероятны. Отклонение случайной величины от среднего значения в 3σ соответствует вероятности 0,998.

Каждое конкретное значение срока службы Z_i , зарегистрированное в процессе эксплуатации, может быть представлено через его среднее значение Z_{cp} и среднее квадратичное отклонение от него σ : $Z_i = Z_{cp} - U(Z_i) \cdot \sigma$, где, $U(Z_i)$ - квантиль нормального распределения, представляет собой коэффициент, отвечающий определенному уровню безотказной работы и определяемый по значению вероятности безотказной работы $P(Z)$. σ – среднее квадратичное отклонение от срока службы, которое можно определить, составляя систему уравнений, соответствующих различным периодам наблюдений за состоянием элементов.

В процессе эксплуатации возникает необходимость в проведении ремонтных работ, направленных на обеспечение необходимого уровня надежности здания, что требует определенных материальных затрат. В тоже время первоначальная стоимость здания уменьшается вследствие износа. Поэтому необходим выбор такого межремонтного периода, при котором учитывалась бы с одной стороны, полнота использования ресурса элемента, а с другой не было бы значительных затрат на устранение внезапных и износных отказов. Отсюда вытекает понятие оптимального срока службы элемента.

Оптимальный срок службы – это срок службы, при котором удельные затраты на эксплуатацию будут минимальными. Учитывая экономический показатель, не следует забывать и о необходимости поддержания достаточного уровня надежности элементов. Чтобы уменьшить интенсивность отказов в межремонтный период, элементы следует заменять в моменты, предшествующие интенсивному росту вероятности отказа, т.е. в пределах 3σ , в этом случае их безотказность возрастает.

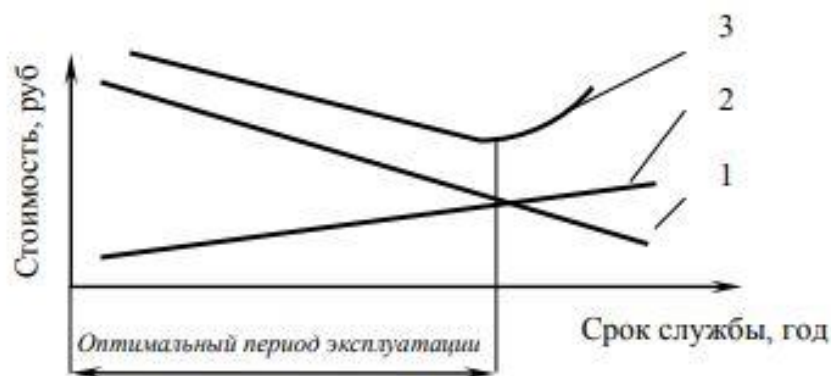


Рис. 2. Оптимальный срок службы. 1 – снижение первоначальной стоимости в процессе эксплуатации за счет износа (приведенная оценочная стоимость здания); 2 – приведенные затраты на ремонты (плановые и непредвиденные) за весь эксплуатационный период; 3 – суммарные приведенные затраты на эксплуатацию

Показатели ремонтпригодности.

Одним из параметров надежности является ремонтпригодность, т.е. приспособленность конструкции к восстановлению и замене. Особенно важно проводить предварительную оценку ремонтпригодности для сменяемых в процессе эксплуатации многоэлементных (например, многослойных) конструктивных элементов. Сюда, в первую очередь, относятся полы, кровли, стыки наружных панелей. Комплексным показателем надежности многократно используемых конструкций является коэффициент готовности k_g , который показывает долю времени выполнения объектом своих функций в полном объеме за весь расчетный период эксплуатации.

Поскольку срок службы здания значительно превышает время восстановления элемента, то наиболее показательным для определения свойств ремонтпригодности элемента или конструктивного решения здания в целом будет коэффициент использования ресурса $k_{ир}$, который учитывает полноту использования того или иного элемента и оперативность работы эксплуатационной службы.

Удовлетворительным конструктивным решением считается такое, коэффициент использования ресурса которого более 0,9, в противном случае

следует пересмотреть подбор основных конструктивных элементов с точки зрения равнозначности их сроков службы.

Показательными критериями ремонтпригодности отдельных элементов являются время восстановления рабочего состояния конструкции, а также объем материальных и трудовых ресурсов, затраченных на ремонт или замену отказавших конструктивных элементов.

Поэтому для анализа ремонтпригодности конструкций используется также коэффициенты, позволяющие оценить конструктивное решение, технологичность элемента, время, затраченное на ремонт, материальные затраты.

Коэффициент доступности k_d показывает долю затрат труда на выполнение замены отказавшего элемента от суммарных трудозатрат на ремонт конструкции из-за отказавшего элемента.

Коэффициент контролепригодности k_k определяет долю элементов конструкции, состояние которых контролируется без разборки других элементов в процессе замены конкретного элемента.

Коэффициент ремонтзависимости k_{pz} учитывает необходимость вывода элемента до истечения его срока службы из состава конструкции при необходимости замены других элементов, т.е. полноту использования ресурса отдельными элементами конструкции.

Приступая к анализу ремонтпригодности конструкции, ее следует рассматривать поэлементно с учетом сроков службы всех элементов, трудоемкости и стоимости замены каждого из них. При этом необходимо рассматривать такой порядок восстановления конструкции, при котором основным заменяемым элементом является наименее долговечный. Прочие элементы, а также работы, связанные с их восстановлением, воспринимаются как вспомогательные.

Лучшим конструктивным решением будет такое, при котором сроки службы всех элементов совпадают. На практике этого добиться бывает крайне

сложно, а зачастую невозможно. Поэтому допустимым может быть такое решение, при котором ремонтнезависимый элемент имеет наименьший срок службы, но необходимо, чтобы при этом соотношение срока службы ремонтнозависимого элемента к сроку службы ремонтнезависимого было кратным целому числу из соображений полноты использования ресурса каждого элемента конструкции.

Решение задания.

Пример решения практического занятия:

Исходные данные:

Таблица 1

Категория технического состояния конструкций здания

Элемент каркаса	Категория состояния	Описание технического состояния	Относительная надежность	Поврежденность	Стоимость ремонта С, %
1	2	3	4	5	6
Колонны металлические	4	Аварийное состояние. Требуется капитальный ремонт с усилением конструкций	0,65	0,35	91-100
Навесные стенные панели	4	Аварийное состояние. Требуется немедленная разгрузка и устройство временных креплений.	0,65	0,35	91-100
Металлические фермы	3	Ограниченно работоспособное состояние. Требуется ремонт по устранению поврежденных	0,75	0,35	12-90

		конструкций			
--	--	-------------	--	--	--

Таблица 2

Техническое состояние элементов каркаса

Элемент каркаса	Признаки силовых воздействий	Признаки воздействия внешней среды
1	2	3
Колонны металлически е. Категория состояния – 4.	1. Потеря местной устойчивости конструкций (выпучивание стенок и поясов балок и колонн). 2. Срез отдельных болтов или заклепок в многоболтовых соединениях.	1. Коррозия с уменьшением расчетного сечения несущих элементов до 25 %. 2. Трещины в сварных швах. 3. Механические повреждения, приводящие к ослаблению сечения до 25 %. 4. Расстройство узловых соединений от проворачивания болтов или заклепок.
Навесные железобетонн ые стеновые панели. Категория состояния - 4	1. Сквозные наклонные трещины в сжатых элементах. 2. Раздробление бетона в сжатой зоне.	1. Оголение арматуры панели. 2. Коррозия арматуры более 15% сечения. 3. Снижение прочности бетона более 30%. 4. Расстройство стыков панелей..
Металлически е стропильные фермы. Категория состояния - 3	Прогибы изгибаемых элементов ферм превышают 1/150 пролета	1. Пластинчатая ржавчина с уменьшением площади сечения несущих элементов до 15%. 2. Местные погнутости от ударов и другие механические повреждения, приводящие к ослаблению сечения до 15%. 3. Погнутость узловых

		фасонок ферм. 4. Разрушение антикоррозионного покрытия элементов ферм на 20% поверхности.
--	--	--

Рекомендации по восстановлению эксплуатационных качеств конструкций каркаса.

Рекомендации по дальнейшей эксплуатации металлических колонн каркаса:

1. Произвести расчет металлической колонны с учетом дефектов для выявления фактической несущей способности. При недостаточной несущей способности или обнаружении признаков потери устойчивости колонны разработать проект усиления.

2. Заменить поврежденные болты и заклепки новыми элементами.

3. Подтянуть проворачивающиеся болты до проектного натяжения, обварить заклепки.

4. Восстановить антикоррозионное покрытие металлических элементов, предварительно очистив и обеспылив поверхность. Применить в качестве подосновы цинконаполненный грунт ЦИНОТАН (толщиной 80-100 мкм), покрывные слои - ПОЛИТОН-УР, АЛЮМОТАН, ПУЛАК или ХП-7120 (толщиной 160-200 мкм). Общая толщина покрытия составляет 240-300 мкм (см. таблицу 7).

5. Восстановить материал сварных швов до проектного значения размера катета путем замены шва или наплавлением дополнительного шва с помощью ручной или электродуговой сварки.

Рекомендации по дальнейшей эксплуатации железобетонных панелей:

1. Установить стойки безопасности, оградить зону возможного обрушения конструкций и ограничить доступ посторонних лиц для предотвращения несчастных случаев. При обнаружении признаков потери устойчивости панелей

демонтировать поврежденные элементы или разработать проект усиления и восстановления эксплуатационных качеств ограждающей конструкции.

2. Восстановить антикоррозионное покрытие арматуры панелей, предварительно очистив и обеспылив поверхность стержней. Применить цинконаполненный грунт ЦИНОЛ толщиной 100-120 мкм.

3. Зачеканить трещины раствором на саморасширяющем цементе, предварительно очистив от мусора, просушив и обеспылив трещины.

4. Удалить поврежденные участки бетона, зашкурить и обеспылить поверхность скола материала.

5. Восстановить поврежденные участки панели путем нанесения торкретбетона класса не менее класса основного материала. При больших площадях повреждения устроить опалубку и обетонировать поверхность панелей.

Рекомендации по дальнейшей эксплуатации металлических ферм:

1. Произвести расчет металлической фермы с учетом дефектов для выявления фактической несущей способности. При недостаточной несущей способности или обнаружении признаков потери устойчивости элементов ферм разработать проект усиления.

2. Очистить от грязи, рыхлой и отслаивающейся ржавчины скребками (или металлическими щетками) все элементы ферм, удалить масляные и жировые загрязнения; произвести абразивоструйную очистку от ржавчины и окалин (окислов), обеспылить поверхность.

3. Не позднее 24 часов после очистки нанести антикоррозионное покрытие на поверхности металлических элементов безвоздушным или пневматическим распылением, валиком или кистью. Применить в качестве подосновы цинконаполненный грунт ЦИНЭП (толщиной 100-120 мкм), покрывные слои - ПОЛИТОН-УР, АЛЮМОТАН или ЭП-773 (толщиной 140- 200 мкм). Общая толщина покрытия составляет 240-300 мкм.

Задания для самостоятельного решения.

Таблица 3

Таблица соответствия выбора варианта:

I – предпоследняя цифра, II – последняя цифра номера зачетки

II I	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
1	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
2	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
3	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
4	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
5	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
6	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
7	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
8	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
9	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10

Таблица 4

Исходные данные для выполнения работы

Вариант	Категория технического состояния конструкций							
	Колонны		Наружные стены			Стропильные конструкции - фермы		
	Железобетонные	Металлические	Кирпичные	Кирпичные с пилястрами	Навесные железобетонные	Железобетонные преднапряжённые	Металлические	Деревянные
1	3		4			4		
2		4		4			3	
3	2				4	4		
4		4	3					4

5	3			4		4		
6		2	4				3	
7	4			3		4		
8		3	4					4
9	4				3	4		
10		4	3				4	
11	3			4		4		
12		4			3			4
13	2		4				3	
14		2		4			4	
15	3				4	4		
16		3		4				4
17	4		2			4		
18		4			3		4	
19	4		3			4		
20		4		4				3
21	3			4		3		
22		2	4				4	
23	2			4		4		
24		3			4			4
25	3			4		3		
26		4	2				4	
27	4				3	4		
28		3	4					4
29	4			4			3	
30		3			4		4	

Таблица 5

Категории технического состояния конструкций зданий

Категория состояния	Описание технического состояния	Относительная надежность	Поврежденность	Стоимость ремонта С, %
1	2	3	4	5
1	Нормативное техническое состояние. Отсутствуют видимые повреждения. Выполняются все требования норм и проектной документации. Необходимости в ремонтных работах нет	1	0	0
2	Работоспособное техническое состояние. Несущая способность конструкций обеспечена, требования норм по предельным состояниям II группы и долговечности могут быть нарушены, но обеспечиваются нормальные условия эксплуатации. Требуется устройство антикоррозионного покрытия, устранение мелких повреждений.	0,95	0,05	0-11
3	Ограниченно работоспособное состояние. Существующие повреждения свидетельствуют о снижении несущей способности и непригодности к эксплуатации конструкций. До проведения усиления необходимо ограничение действующих нагрузок. Эксплуатация возможна только после ремонта по устранению поврежденных конструкций и усиления.	0,75	0,25	12-90
4	Аварийное состояние. Существующие повреждения свидетельствуют о возможности обрушения конструкций. Требуется немедленная разгрузка и устройство временных креплений, стоек, подпорок, ограждения опасной зоны. Ремонт в основном проводится с заменой аварийных конструкций.	0,65	0,35	91-100

Таблица 6

Оценка состояния стальных конструкций по внешним признакам

Категория состояния	Признаки силовых воздействий на конструкцию	Признаки воздействия внешней среды на конструкцию
1	2	3
1	Нет	Нет
2	Нет	Местами разрушено антикоррозионное покрытие. На отдельных участках коррозия отдельными пятнами с поражением до 5 % сечения. Местные погнутости от ударов транспортных средств и другие повреждения, приводящие к ослаблению сечения до 5 %
3	Прогибы изгибаемых элементов превышают 1/75 пролета. Потеря местной устойчивости конструкций (выпучивание стенок и поясов балок и колонн). Срез отдельных болтов или заклепок в многоболтовых соединениях.	Пластинчатая ржавчина с уменьшением площади сечения несущих элементов до 15 %. Местные погнутости от ударов транспортных средств и другие механические повреждения, приводящие к ослаблению сечения до 15 %. Погнутость узловых фасонок ферм. Коррозия с уменьшением расчетного сечения несущих элементов до 25 %. Трещины в сварных швах или в околошовной зоне. Механические повреждения, приводящие к ослаблению сечения до 25%. Отклонения ферм от вертикальной плоскости более 15 мм. Расстройство узловых соединений от проворачивания болтов или заклепок.
4	Прогибы изгибаемых элементов более 1/50 пролета. Потеря общей устойчивости балок или сжатых элементов. Разрыв отдельных растянутых элементов ферм. Наличие трещин в основном материале элементов.	Коррозия с уменьшением расчетного сечения и несущих элементов более 25 %. Расстройство стыков со взаимным смещением опор.

Таблица 7

Оценка состояния железобетонных конструкций по внешним признакам

Категор	Признаки силовых	Признаки воздействия
---------	------------------	----------------------

рия состоя ния	воздействий на конструкцию	внешней среды на конструкцию
1	2	3
1	Волосяные трещины (до 0,1 мм)	Имеются отдельные раковины, выбоины.
2	Трещины в растянутой зоне бетона не превышают 0,3 мм	На отдельных участках с малой величиной защитного слоя проступают следы коррозии распределительной арматуры или хомутов. Шелушение ребер конструкций. На поверхности бетона мокрые или масляные пятна
3	Ширина раскрытия нормальных трещин в балках не более 1 мм и протяженность трещин более 3/4 высоты балки. Сквозные нормальные трещины в колоннах не более 0,5 мм. Прогибы изгибаемых элементов более 1/75 пролета.	Продольные трещины в бетоне вдоль арматурных стержней от коррозии арматуры. Коррозия арматуры до 15 % площади стержней. Бетон в растянутой зоне на глубине защитного слоя между стержнями арматуры легко крошится. Снижение прочности бетона до 30 %. Отслоение защитного слоя бетона и оголение арматуры.
4	Ширина раскрытия нормальных трещин в балках более 1 мм при протяженности трещин более 3/4 их высоты. Косые трещины, пересекающие опорную зону и зону анкеровки растянутой арматуры балок. Сквозные наклонные трещины в сжатых элементах. Хлопающие трещины в конструкциях, испытывающих знакопеременные воздействия. Выпучивание арматуры в сжатой зоне колонн и балок. Разрыв отдельных стержней рабочей арматуры в растянутой зоне, разрыв хомутов в зоне наклонной трещины. Раздробление бетона в сжатой зоне. Прогибы изгибаемых	Оголение всего диаметра арматуры. Коррозия арматуры более 15 % сечения. Снижение прочности бетона более 30 %. Расстройство стыков.

	элементов более 1/50 пролета при наличии трещин в растянутой зоне более 0,5 мм.	
--	---	--

Таблица 8

Оценка состояния каменных конструкций по внешним признакам.

Категория состояния	Признаки силовых воздействий на конструкцию	Признаки воздействия внешней среды на конструкцию
1	2	3
1	Трещины в отдельных кирпичах, не пересекающие растворные швы	-
2	Волосные трещины, пересекающие не более двух рядов кладки (длиной 15 - 18 см).	-
3	Вертикальные и косые трещины в несущих стенах на высоту не более четырех рядов кладки. Образование вертикальных трещин между продольными и поперечными стенами, разрывы или выдергивания отдельных стальных связей и анкеров крепления стен к колоннам и перекрытиям. Местное (краевое) повреждение кладки на глубину до 2 см под опорами ферм, балок и перемычек в виде трещин; вертикальные трещины по концам опор, пересекающие не более двух рядов кладки.	Размораживание и выветривание кладки, отслоение облицовки за глубину до 25 % толщины. Наклоны и выпучивание стен и фундаментов в пределах этажа не более чем на 1/6 их толщины. Смещение плит перекрытий на опорах не более 1/5 глубины заделки, но не более 2 см.
4	Вертикальные и косые трещины в несущих стенах и столбах на высоту более четырех рядов кладки. Отрыв продольных стен от поперечных в местах их пересечения, разрывы или выдергивания стальных связей и анкеров, крепящих стены к колоннам и перекрытиям. Повреждение кладки под опорами ферм, балок и перемычек в виде трещин, раздробления камня или смещения рядов кладки по горизонтальным швам на глубину более	Размораживание и выветривание кладки на глубину до 40 % толщины. Наклоны и выпучивание стен в пределах этажа на 1/3 их толщины и более смещение (сдвиг) стен, столбов и фундаментов по горизонтальным швам. Смещение плит перекрытий на опорах более 1/5 глубины заделки

	2 см; образование вертикальных или косых трещин, пересекающих более двух рядов кладки.	в стене.
--	--	----------

Таблица 9

Оценка состояния деревянных конструкций по внешним признакам.

Категория состояния	Признаки силовых воздействий на конструкцию	Признаки воздействия внешней среды на конструкцию
1	2	3
1	-	Волосные усадочные трещины в конструкциях.
2	Ослабление креплений отдельных болтов, хомутов, скоб.	Большие щели между досками наката и балками перекрытия.
3	Продольные трещины в конструкциях. Сдвиги и отслоения в швах и в узлах конструкций заметные на глаз и частичные зазоры в сплоченных дощатых пакетах, между отдельными рабочими сдвигающимися поверхностями более 2 мм. Прогибы изгибаемых элементов превышают предельные значения СП. Глубокие трещины в элементах. Трещины, в работающих на скалывание торцах по ширине более 25 % от толщины элемента. Сильное обмятие и зазоры более 3 мм в рабочих поверхностях врубок. Смятие древесины вдоль волокон по линии болтов и нагелей на 1/2 их диаметра. Потеря местной устойчивости элементов конструкций. Прогибы изгибаемых элементов более 1/75 пролета.	Следы протечек, мокрые пятна в конструкциях. Гниль в местах заделки балок в наружные стены. Гниль в мауэрлате, стропилах, обрешетке, накате, снижающая прочность до 25 %.
4	Прогибы изгибаемых элементов более 1/50 пролета. Быстроразвивающиеся деформации. Сквозные трещины в накладках стыков по линии болтов ферм. Надломы и разрушения отдельных конструкций. Скалывание	Поражение гнилью и жучком строительных конструкций, приводящих к снижению их прочности более 25 %.

	врубков. Потеря устойчивости конструкций (поясов ферм, арок, колонн).	
--	---	--

Таблица 10

Типовые системы покрытий для долговременной (более 10 лет) защиты от коррозии металлоконструкций в атмосфере

Объект	Степень агрессивности и	Система покрытий		
		Цинконаполненный грунт (толщина, мкм)	Покрывные слои	Общая толщина,
Металлоконструкции промышленных зданий и сооружений, гидротехнических сооружений	Средне и сильноагрессивная	ЦИНОТАН (80-100) или ЦИНЭП (80-100)	ПОЛИТОН-УР* ПОЛИТОНУР+ПОЛИТОН-АК	200-240
			АЛЮМОТАН, ВИНИКОР-62	160-200
		ЦВЭС (80-100)	ПОЛИТОН-УР*, ПОЛИТОН-АК	160-200
			АЛЮМОТАН, ПАЭС, ХВ-16, ХВ-124, ХВ-785	120-160
		ЦИНОЛ (80-100)	ПОЛИТОН-АК, АЛПОЛ	140-180
Металлоконструкции производственных помещений	Сильно агрессивная	ЦИНОТАН (80-100)	ПОЛИТОН-УР, АЛЮМОТАН, ПУЛАК, ХП-7120	240-300

(цеховые помещения химических, металлургичес ких и пр. производств)		ЦИНЭП (100- 120)	ПОЛИТОН-УР, АЛЮМОТАН, ЭП- 773	240- 300
Арматура, закладные детали	Слабоагресс ивная	ЦИНОЛ ЦИНОТАН	-	100- 120

РАЗДЕЛ 2. ТЕХНИЧЕСКАЯ ЭКСПЛУАТАЦИЯ, РЕМОНТ И УСИЛЕНИЕ НЕСУЩИХ КОНСТРУКЦИЙ ЗДАНИЙ

Практическое занятие №1. Выбор исходных данных для проектирования ремонта (усиления) несущей конструкции. Сбор нагрузок и поверочный расчет ленточного железобетонного фундамента.

Определение Требуемой ширины подошвы фундамента.

Методические указания к выполнению задания.

При выполнении практической работы необходимо выполнить следующие расчеты:

- сбор нагрузок на основание ленточного фундамента;
- поверочный расчет основания ленточного фундамента;
- расчет требуемой ширины подошвы ленточного фундамента.

Условие задания.

Вариант исходных данных определяется по таблице 7. Используя исходные данные предоставленные в таблице 8, выполнить сбор нагрузок на основание ленточного фундамента, поверочный расчет основания ленточного фундамента, расчет требуемой ширины подошвы.

Указания к выполнению.

При выполнении работы необходимо выполнить расчеты в указанной последовательности, используя материалы лекционных занятий, а также СП 22.13330.2016 «Основания зданий и сооружений», СП 50-101-2004 «Проектирование и устройство оснований и фундаментов зданий и сооружений», СП 20.13330.2016 «Нагрузки и воздействия».

Общая нагрузка на основание ленточного фундамента складывается из следующих нагрузок:

- покрытия;
- междуэтажные перекрытия;
- подвальное перекрытие (при наличии подвала);
- вертикальные конструкции (стены, колонны);

– собственный вес фундамента.

Для того, чтобы перенести перечисленные выше нагрузки на фундамент необходимо знать грузовую площадь. Грузовая площадь - это площадь, с которой на конструкцию передается равномерно распределенная нагрузка q . Например для здания с двумя несущими стенами, расположенными на расстоянии 5 метров друг от друга и, на которые опирается перекрытие, грузовая площадь для каждой стены будет равна $2,5\text{ м} \cdot 1\text{ м} = 2,5\text{ м}^2$ (см. рис. 1).

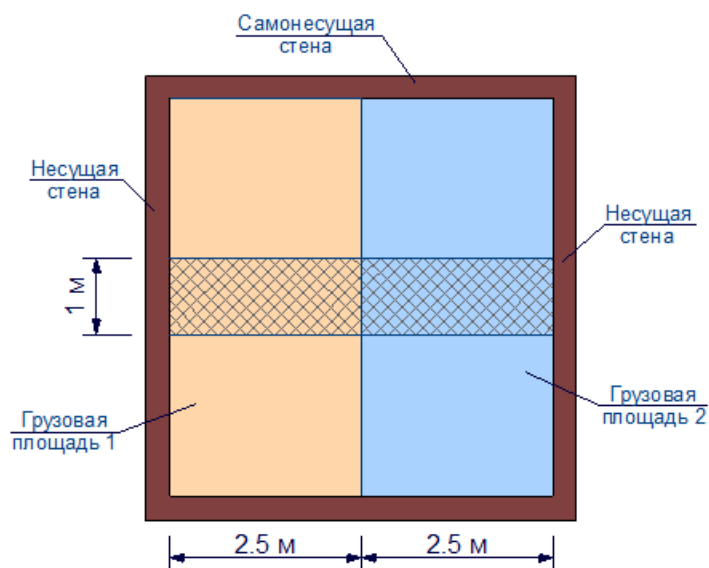


Рис. 1. Схема определения грузовой площади ленточного фундамента (поперечные несущие стены)

Если у рассматриваемого здания несущими являются продольные и поперечные наружные стены, то грузовая площадь собирается как показано на рисунке 2.

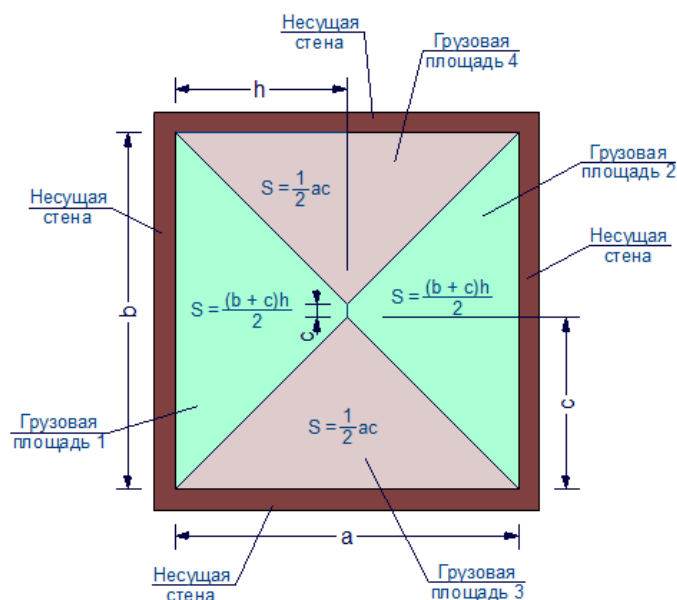


Рис. 2. Схема определения грузовой площади ленточного фундамента (продольные и поперечные несущие стены)

При наличии внутренних несущих стен необходимо сложить 2 грузовых площади с каждого полупролета.

В зависимости от продолжительности действия нагрузок следует различать постоянные P_d и временные (длительные P_l , кратковременные P_t , особые P_s) нагрузки.

Нагрузки, возникающие при изготовлении, хранении и перевозке конструкций, а также при возведении сооружений, следует учитывать в расчетах как кратковременные.

К постоянным P_d нагрузкам следует относить:

- а) вес частей сооружений, в том числе несущих и ограждающих строительных конструкций;
- б) вес и давление грунтов (насыпей, засыпок), горное давление;
- в) гидростатическое давление.

Сохраняющиеся в конструкции или основании усилия от предварительного напряжения следует учитывать в расчетах как усилия от постоянных нагрузок.

К длительным длительные P_l нагрузкам следует относить:

- а) вес временных перегородок, подливок и подбетонок под оборудование;

б) вес стационарного оборудования: станков, аппаратов, моторов, емкостей, трубопроводов с арматурой, опорными частями и изоляцией, ленточных конвейеров, постоянных подъемных машин с их канатами и направляющими, а также вес жидкостей и твердых тел, заполняющих оборудование;

в) давление газов, жидкостей и сыпучих тел в емкостях и трубопроводах, избыточное давление и разрежение воздуха, возникающее при вентиляции шахт;

г) нагрузки на перекрытия от складироваемых материалов и стеллажного оборудования в складских помещениях, холодильниках, зернохранилищах, книгохранилищах, архивах и подобных помещениях;

д) температурные технологические воздействия от стационарного оборудования;

е) вес слоя воды на плоских водонаполненных покрытиях;

ж) вес отложений производственной пыли, если не предусмотрены соответствующие мероприятия по ее удалению;

и) пониженные нагрузки от оборудования, людей, животных и транспортных средств на перекрытия жилых, общественных и сельскохозяйственных зданий, от мостовых и подвесных кранов, снеговых, температурных климатических воздействий;

к) воздействия, обусловленные деформациями основания, не сопровождающимися коренным изменением структуры грунта, а также оттаиванием вечномерзлых грунтов;

л) воздействия, обусловленные изменением влажности, усадкой и ползучестью материалов.

К кратковременным нагрузкам P_t следует относить:

а) нагрузки от оборудования, возникающие в пускоостановочном, переходном и испытательном режимах, а также при его перестановке или замене;

б) вес людей, ремонтных материалов в зонах обслуживания и ремонта оборудования;

в) нагрузки от людей, животных, оборудования на перекрытия жилых, общественных и сельскохозяйственных зданий с полными нормативными значениями;

г) нагрузки от подвижного подъемно-транспортного оборудования (погрузчиков, электрокаров, кранов-штабелеров, тельферов, а также от мостовых и подвесных кранов с полным нормативным значением), включая вес транспортируемых грузов;

д) нагрузки от транспортных средств;

е) климатические (снеговые, ветровые, температурные и гололедные),

5.6 К особым особые P_s нагрузкам следует относить:

а) сейсмические;

б) взрывные;

в) ударные, в том числе нагрузки от столкновений транспортных средств с частями сооружения;

г) нагрузки, вызываемые резкими нарушениями технологического процесса, временной неисправностью или поломкой оборудования;

д) воздействия, обусловленные деформациями основания, сопровождающимися коренным изменением структуры грунта (например, при замачивании просадочных грунтов) или оседанием его в районах горных выработок и в карстовых районах;

е) нагрузки, обусловленные пожаром;

ж) климатические (снеговые, ветровые, температурные и гололедные) нагрузки, действие которых может привести к аварийной расчетной ситуации.

Другие типы особых воздействий устанавливаются в нормах проектирования конструкций и оснований.

Сочетания нагрузок. Расчет конструкций и оснований по предельным состояниям 1-й и 2-й групп следует выполнять с учетом неблагоприятных сочетаний нагрузок или соответствующих им усилий.

Эти сочетания устанавливаются из анализа реальных вариантов одновременного действия различных нагрузок для рассматриваемой стадии работы конструкции или основания.

В зависимости от учитываемого состава нагрузок следует различать:

а) основные сочетания нагрузок, состоящие из постоянных, длительных и кратковременных: $C_m = P_d + (\psi_{l1}P_{l1} + \psi_{l2}P_{l2} + \psi_{l3}P_{l3} + \dots) + (\psi_{t1}P_{t1} + \psi_{t2}P_{t2} + \psi_{t3}P_{t3} + \dots)$

б) особые сочетания нагрузок, состоящие из постоянных, длительных, кратковременных и одной из особых нагрузок:

$$C_s = C_m + P_s$$

где C_m - нагрузка для основного сочетания;

C_s - нагрузка для особого сочетания;

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

$\psi_{ti} (i=1, 2, 3)$ - коэффициенты сочетаний для кратковременных нагрузок.

Для основных и особых сочетаний нагрузок, за исключением случаев, оговоренных в нормах проектирования сооружений в сейсмических районах и в нормах проектирования конструкций и оснований, коэффициент сочетаний длительных нагрузок ψ_l определяется следующим образом: $\psi_{l1} = 1,0$; $\psi_{l2} = \psi_{l3} = \dots = 0,95$

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

ψ_{l2}, ψ_{l3} - коэффициенты сочетаний для остальных длительных нагрузок.

Для основных сочетаний необходимо использовать следующие значения коэффициентов сочетаний кратковременных нагрузок: $\psi_{t1} = 1,0$; $\psi_{t2} = 0,9$; $\psi_{t3} = \psi_{t4} = \dots = 0,7$

где ψ_{t1} - коэффициент сочетаний, соответствующий основной по степени влияния кратковременной нагрузке;

ψ_{t2} - коэффициент сочетаний, соответствующий второй кратковременной нагрузке;

ψ_{t3}, ψ_{t4} - коэффициенты сочетаний для остальных кратковременных нагрузок.

Для особых сочетаний, необходимо использовать следующие значения коэффициентов сочетаний кратковременных нагрузок: $\psi_{t1} = 0,5$,
 $\psi_{t2} = \psi_{t3} = \dots = 0,3$

где ψ_{t1} - коэффициент сочетаний, соответствующий первой кратковременной нагрузке;

ψ_{t2}, ψ_{t3} - коэффициенты сочетаний для остальных кратковременных нагрузок.

Другие значения коэффициентов сочетаний кратковременных нагрузок допускается устанавливать в нормативных документах на проектирование конструкций и оснований.

При учете сочетаний нагрузок в соответствии с 6.3-6.5 за одну временную нагрузку следует принимать:

а) нагрузку одного вида от одного источника (давление или разрежение в емкости, снеговую, ветровую, гололедную нагрузки, температурные климатические воздействия, нагрузку от одного погрузчика, электрокара, мостового или подвешного крана).

Основными характеристиками нагрузок являются их расчетные или нормативные значения, устанавливаемые соответствующими нормами проектирования или заданиями на проектирование.

Расчетное значение нагрузки в тех случаях, когда установлено ее нормативное значение, определяют умножением нормативного значения на коэффициент надежности по нагрузке.

Коэффициент надежности по нагрузке учитывает возможное отклонение нагрузок в неблагоприятную (большую или меньшую) сторону от их нормативных значений.

Значения коэффициентов надежности по нагрузке могут быть различными для различных предельных состояний и различных расчетных ситуаций.

Расчетные значения нагрузок и воздействий, зависящих от территориальных климатических условий (снеговые и ветровые нагрузки, воздействия температуры и др.), допускается определять непосредственно по расчетному периоду их повторяемости, который может зависеть от предельного состояния.

При расчете строительных объектов по второй группе предельных состояний расчетные значения кратковременных нагрузок могут устанавливаться с учетом допустимого времени нарушения условий нормальной эксплуатации строительного объекта.

Расчетные значения особых нагрузок устанавливают в соответствующих нормативных документах и заданиях на проектирование с учетом возможных социальных и материальных потерь в случае разрушения сооружений и необходимых мер по предотвращению их разрушения.

Расчетные сочетания нагрузок. Для каждой расчетной ситуации необходимо учитывать все возможные неблагоприятные расчетные сочетания нагрузок, которые следует устанавливать на основе результатов анализа всех реальных вариантов одновременного действия различных нагрузок и с учетом реализации различных схем приложения кратковременных нагрузок или отсутствия некоторых из них.

Вероятность одновременного достижения несколькими нагрузками их расчетных значений, соответствующая вероятности достижения одной нагрузкой ее расчетного значения, учитывается коэффициентами сочетаний нагрузок, значение которых не должно превышать 1,0.

В зависимости от учитываемой комбинации нагрузок следует различать:

а) основные сочетания нагрузок, состоящие из постоянных, длительных и (или) кратковременных нагрузок;

б) особые сочетания нагрузок, включающие в себя особые и аварийные нагрузки и воздействия.

В особых сочетаниях кратковременные нагрузки допускается не учитывать, если в нормах проектирования конструкций не приведены иные требования.

Расчетные сочетания нагрузок и численные значения коэффициентов сочетаний устанавливают в нормативных документах по назначению нагрузок.

Равномерно распределенные нагрузки. Нормативные значения равномерно распределенных кратковременных нагрузок на плиты перекрытий, лестницы и полы на грунтах приведены в таблице 2.5.

Нормативные значения нагрузок на ригели и плиты перекрытий от веса временных перегородок следует принимать в зависимости от их конструкции, расположения и характера опирания на перекрытия и стены. Указанные нагрузки допускается учитывать как равномерно распределенные добавочные нагрузки, принимая их нормативные значения на основании расчета для предполагаемых схем размещения перегородок, но не менее 0,5 кПа.

Нормативные значения горизонтальных нагрузок на поручни перил лестниц и балконов следует принимать:

а) для жилых зданий, дошкольных организаций, домов отдыха, санаториев, больниц и других лечебных учреждений - 0,5 кН/м;

б) для трибун и спортивных залов - 1,5 кН/м;

в) для других зданий и помещений - 0,8 кН/м или по заданию на проектирование;

г) для обслуживающих площадок, мостиков, ограждений крыш, предназначенных для непродолжительного пребывания людей, нормативное значение горизонтальной нагрузки на поручни перил следует принимать 0,3

кН/м, если по заданию на проектирование на основании технологических решений не требуется большее значение нагрузки.

Коэффициенты надежности по нагрузке y_f для равномерно распределенных нагрузок следует принимать:

1,3 - при полном нормативном значении менее 2,0 кПа;

1,2 - при полном нормативном значении 2,0 кПа и более.

Для нагрузок, следует принимать коэффициент надежности по нагрузке $y_f=1,2$.

Решение задания.

Исходные данные для расчетов:

Трехэтажное жилое здание, расположенное в г. Кострома, что соответствует IV снеговому району.

Таблица 1

Состав покрытия

№ п/п	Наименование	Плотность, кг/м ³	Толщина, мм
1	Рулонное кровельное покрытие	1000	25
2	Стяжка цементно-песчаная	1900	30
3	Керамзит	600	100
4	Экструзионный пенополистирол	35	100
5	Монолитная железобетонная плита	2500	220

Таблица 2

Состав междуэтажного перекрытия

№ п/п	Наименование	Плотность, кг/м ³	Толщина, мм
1	Паркетная доска	600	20

2	ДВП-Т-4	800	5
3	ДВП-М-12 в два слоя	800	24
4	Монолитная железобетонная плита	2500	220

Таблица 3

Конструкция стен

№ п/п	Наименование	Плотность, ρ , кг/м ³	Толщина δ_c , мм	Высота стены, Н, м
1	Кирпичная стена	1800	510	12

Конструкция фундамента приведена на рисунке 1.

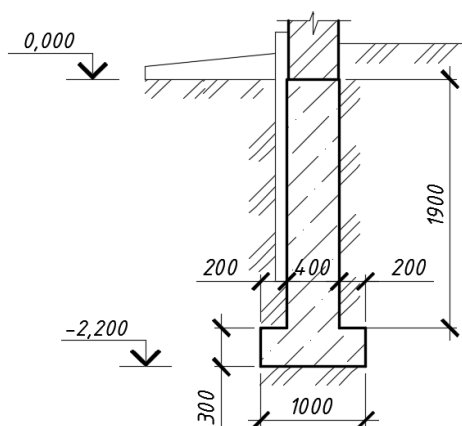


Рис. 1. Монолитный железобетонный ленточный фундамент

$b = 1000$ мм – ширина подошвы фундамента;

$h_n = 300$ мм – высота подошвы фундамента;

$h_c = 1900$ мм – высота стенки фундамента;

$b_c = 400$ мм – ширина стенки фундамента;

$A = 2,5$ м² – грузовая площадь.

Подстилающим грунтом под фундаментом здания является песок средней крупности. Плотность грунта – 1,63г/см³, удельное сцепление – 0кПа, угол внутреннего трения– 29°.

Сбор нагрузок на основание ленточного фундамента:

Нагрузки от конструкции покрытия:

1. Нормативная нагрузка от рулонного кровельного покрытия плотностью $\rho_1 = 1000 \text{ кг/м}^3$ (10 кН/м^3) и толщиной $\delta_1 = 25 \text{ мм} = 0,025 \text{ м}$ составляет:

$$q_1'' = \rho_1 \cdot \delta_1 \cdot \gamma_n = 10 \cdot 0,025 \cdot 1 = 0,25 \text{ кН} / \text{м}^2 \quad (1)$$

2. Нормативная нагрузка от цементно-песчаной стяжки плотностью $\rho_2 = 1900 \text{ кг/м}^3$ (19 кН/м^3) и толщиной $\delta_2 = 30 \text{ мм} = 0,03 \text{ м}$ составляет:

$$q_2'' = \rho_2 \cdot \delta_2 \cdot \gamma_n = 19 \cdot 0,03 \cdot 1 = 0,57 \text{ кН} / \text{м}^2 \quad (2)$$

3. Нормативная нагрузка от керамзита плотностью $\rho_3 = 600 \text{ кг/м}^3$ (6 кН/м^3) и толщиной $\delta_3 = 100 \text{ мм} = 0,1 \text{ м}$ составляет:

$$q_3'' = \rho_3 \cdot \delta_3 \cdot \gamma_n = 6 \cdot 0,1 \cdot 1 = 0,6 \text{ кН} / \text{м}^2 \quad (3)$$

4. Нормативная нагрузка от экструзионного пенополистирола плотностью $\rho_4 = 35 \text{ кг/м}^3$ ($0,35 \text{ кН/м}^3$) и толщиной $\delta_4 = 100 \text{ мм} = 0,1 \text{ м}$ составляет:

$$q_4'' = \rho_4 \cdot \delta_4 \cdot \gamma_n = 0,35 \cdot 0,1 \cdot 1 = 0,035 \text{ кН} / \text{м}^2 \quad (4)$$

5. Нормативная нагрузка от монолитной железобетонной плиты плотностью $\rho_5 = 2500 \text{ кг/м}^3$ ($25,0 \text{ кН/м}^3$) и толщиной $\delta_5 = 220 \text{ мм} = 0,22 \text{ м}$ составляет:

$$q_5'' = \rho_5 \cdot \delta_5 \cdot \gamma_n = 25 \cdot 0,22 \cdot 1 = 5,5 \text{ кН} / \text{м}^2 \quad (5)$$

Суммарная нормативная нагрузка составляет:

$$q'' = q_1'' + q_2'' + q_3'' + q_4'' + q_5'' = 0,25 + 0,57 + 0,035 + 5,5 = 6,355 \text{ кН} / \text{м}^2 \quad (6)$$

Расчетное значение нагрузки получаем путем умножения ее нормативного значения на коэффициент надежности по нагрузке γ_t , принимаемый по СП 20.13330.2016.

Теперь определим значение нормативной снеговой нагрузки.

В соответствии с СП 20.13330.2016 для IV снегового района вес снегового покрова на 1 м^2 составляет $2,4 \text{ кПа}$.

$$S_0 = 0,7 \cdot S_g = 0,7 \cdot 4,4 = 3,08 \text{ кН} / \text{м}^2 \quad (7)$$

Расчетные значения нагрузок представлены в таблице 4.

Таблица 4

Нагрузка на 1 м² покрытия

Постоянные нагрузки:

№ п/п	Вид нагрузки	Плотность, кг/м ³	Толщина, мм	Нормативное значение кН/м ²	γ_f	Расчетное значение кН/м ²
1	Рулонное кровельное покрытие	1000	25	0,25	1,2	0,3
2	Стяжка цементно-песчаная	1900	30	0,57	1,1	0,627
3	Керамзит	600	100	0,6	1,2	0,72
4	Экструзионный пенополистирол	35	100	0,035	1,2	0,042
5	Монолитная железобетонная плита	2500	220	5,5	1,1	6,05
	ВСЕГО:			6,95		7,739

Полезные нагрузки:

Временная нагрузка (см. СП 20.13330.2016).

№ п/п	Вид нагрузки	Вес снегового покрова S_g , кПа		Нормативное значение кН/м ²	γ_f	Расчетное значение кН/м ²
1	Снеговая нагрузка	2,4		1,68	1,4	2,35
	ИТОГО:			1,68		2,35
		ОБЩАЯ НАГРУЗКА:		8,64		10,09

Нагрузки от конструкции междуэтажных перекрытий:

Жилые здания относятся ко II уровню ответственности, следовательно, коэффициент надежности по ответственности $\gamma_n = 1,0$.

1. Нормативная нагрузка от паркетной доски плотностью $\rho_1 = 600 \text{ кг/м}^3$ (6,0 кН/м³) и толщиной $\delta_1 = 20 \text{ мм} = 0,02 \text{ м}$ составляет:

$$q_1'' = \rho_1 \cdot \delta_1 \cdot \gamma_n = 6 \cdot 0,02 \cdot 1 = 0,12 \text{ кН} / \text{м}^2 \quad (8)$$

2. Нормативная нагрузка от плиты ДВП-Т-4 плотностью $\rho_2 = 800 \text{ кг/м}^3$ (8,0 кН/м³) и толщиной $\delta_2 = 5 \text{ мм} = 0,005 \text{ м}$ составляет:

$$q_2'' = \rho_2 \cdot \delta_2 \cdot \gamma_n = 8 \cdot 0,005 \cdot 1 = 0,04 \text{ кН} / \text{м}^2 \quad (9)$$

3. Нормативная нагрузка от плиты ДВП-М-12 плотностью $\rho_3 = 800 \text{ кг/м}^3$ ($8,0 \text{ кН/м}^3$) и толщиной $\delta_3 = 24 \text{ мм} = 0,024 \text{ м}$ составляет:

$$q_3'' = \rho_3 \cdot \delta_3 \cdot \gamma_n = 8 \cdot 0,024 \cdot 1 = 0,192 \text{ кН} / \text{м}^2 \quad (10)$$

4. Нормативная нагрузка от монолитной железобетонной плиты плотностью $\rho_4 = 2500 \text{ кг/м}^3$ ($25,0 \text{ кН/м}^3$) и толщиной $\delta_4 = 220 \text{ мм} = 0,22 \text{ м}$ составляет:

$$q_4'' = \rho_4 \cdot \delta_4 \cdot \gamma_n = 25 \cdot 0,22 \cdot 1 = 5,5 \text{ кН} / \text{м}^2 \quad (11)$$

Суммарная нормативная нагрузка составляет:

$$q'' = q_1'' + q_2'' + q_3'' + q_4'' = 0,12 + 0,04 + 0,192 + 5,5 = 5,852 \text{ кН} / \text{м}^2 \quad (12)$$

Расчетное значение нагрузки получаем путем умножения ее нормативного значения на коэффициент надежности по нагрузке γ_t , принимаемый по СП 20.13330.2016.

Теперь определим значение нормативной полезной нагрузки от людей и мебели.

В соответствии с СП 20.13330.2016 для квартир жилых зданий полезная нормативная нагрузка от людей и мебели составляет $1,5 \text{ кПа}$ ($1,5 \text{ кН/м}^2$).

Учитывая коэффициент надежности по ответственности здания $\gamma_n = 1,0$, итоговое нормативное значение полезной нагрузки составит:

$$v'' = 1,5 \cdot \gamma_n = 1,5 \cdot 1 = 1,5 \text{ кН} / \text{м}^2 \quad (13)$$

Расчетные значения нагрузок представлены в таблице 5.

Таблица 5

Нагрузка на 1 м² перекрытия

Постоянные нагрузки:

№ п/п	Вид нагрузки	Плотность, кг/м ³	Толщина, мм	Нормативное значение кН/м ²	γ_t	Расчетное значение кН/м ²
1	Паркетная доска	600	20	0,120	1,1	0,132
2	ДВП-Т-4	800	5	0,04000	1,1	0,04400
3	ДВП-М-12 в два слоя	800	24	0,192	1,1	0,211

4	Монолитная железобетонная плита	2500	220	5,500	1,1	6,050
	ВСЕГО:			5,852		6,437

Полезные нагрузки:

Временная нагрузка (СП 20.13330.2016).

№ п/п	Вид нагрузки			Нормативное значение кН/м²	γ_f	Расчетное значение кН/м²
1	Жилое здание			1,50	1,2	1,80
	ИТОГО:			1,50		1,80
		ОБЩАЯ НАГРУЗКА:		7,35		8,24

Расчетное усилие от веса кирпичной стены:

$$N_{\text{стены}} = H \cdot \rho_1 \cdot \delta_c \cdot \gamma_n \cdot \gamma_f = 12 \cdot 18 \cdot 0,51 \cdot 1 \cdot 1,1 = 121,2 \text{ кН / м} \quad (14)$$

Расчетное усилие от собственного веса фундамента:

$$N_{\text{фунд}} = S_{\text{сеч}} \cdot l \cdot \rho_1 \cdot \gamma_n \cdot \gamma_f = (1 \cdot 0,3 + 0,4 \cdot 1,9) \cdot 1 \cdot 25 \cdot 1 \cdot 1,1 = 29,15 \text{ кН / м} \quad (15)$$

где $S_{\text{сеч}}$ – площадь сечения фундаментной ленты, м²;

l – длина расчетного участка фундаментной ленты, м².

Расчетное усилие от покрытия:

$$N_{\text{покp}} = A \cdot q^p = 2,5 \cdot 10,9 = 27,25 \text{ кН / м} \quad (16)$$

где A – грузовая площадь, м².

Расчетное усилие от перекрытий:

$n = 2$ – количество перекрытий.

$$N_{\text{пер}} = A \cdot q^p \cdot n = 2,5 \cdot 8,24 \cdot 2 = 41,2 \text{ кН / м} \quad (17)$$

Нагрузка на основание ленточного фундамента приведена в таблице 6.

Таблица 6

Нагрузка на основание ленточного фундамента в осях 1-2/Б

№ п/п	Вид нагрузки	Расчетное усилие, кН/м
1	Покрытие с полезной нагрузкой	27,25

2	Перекрытия с полезной нагрузкой	41,2
4	Вес стены из кирпичной кладки t=510мм	121,2
5	Собственный вес фундамента	29,15
	ВСЕГО:	218,8

Расчет по несущей способности основания ленточного фундамента:

Основные характеристики грунта получены на основании данных проектной документации. Подстилающим грунтом под фундаментом здания является песок средней крупности. Плотность грунта – 1,63г/см³, удельное сцепление – 0кПа, угол внутреннего трения– 29°.

Среднее давление под подошвой фундамента:

$$p_{II} = \frac{N_{II} + N_{фII}}{A_f} \quad (18)$$

$N_{II} = 218,8$ кН– расчетная нагрузка на 1м.п. ленточного фундамента;

$N_{фII}=27$ кН– расчетная нагрузка от веса 1-ого м.п. ленточного фундамента и грунта на его обрезах;

$A_f = 1$ м² – площадь подошвы фундамента.

$$p_{II} = \frac{218.8 + 27}{1} = 245.8 \text{ кН} / \text{м}^2 \quad (18)$$

Определим расчетное сопротивление грунта основания в зависимости от ширины подошвы фундамента:

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} [M_{\gamma} k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 b \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b b \gamma'_{II} + M_c c_{II}] \quad (19)$$

где $\gamma_{c1}=1,4$ и $\gamma_{c2}=1$ - коэффициенты, условий работы, принимаемые по таблице 5.2 СП 50-101-2004;

$k=1$ - коэффициент, принимаемый равным 1, если прочностные характеристики грунта определены непосредственными испытаниями;

$M_{\gamma}=1,06$, $M_q=5,25$, $M_c=7,67$ - коэффициенты, принимаемые по табл. 5.3 СП 50-101-2004;

$k_z=1$ - коэффициент при $b \leq 10$ м;

$b=1$ м - ширина подошвы фундамента;

$\gamma_{II}=16,3$ кН/м³- осредненное расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих ниже подошвы фундамента;

$\gamma'_{II}=16,3$ кН/м³- осредненное расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих выше подошвы фундамента;

$c_{II}=0$ кПа - значение удельного сцепления грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента;

$d_1=2,2$ м- глубина заложения фундаментов от уровня планировки (от уровня пола подвала).

$d_b=0$ м - глубина подвала, расстояние от уровня планировки до пола подвала (расчет выполняется без учета подвала).

Расчетное сопротивление грунта основания составит:

$$R = \frac{1.4 \cdot 1}{1} [1.06 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 16.3 + 5.25 \cdot 2.2 \cdot 16.3 + (5.25 - 1) \cdot 0 \cdot 16.3 + 7.67 \cdot 0] = 287.76 \text{ кН/м}^2 > p_{II} = 245.8 \text{ кН/м}^2 \quad (19)$$

$$K_{II} = \frac{p_{II}}{R} = \frac{245.8}{287.76} = 0.86 \quad (20)$$

Вывод: несущая способность по расчетному сопротивлению грунтов основания под ленточным фундаментом обеспечена. Коэффициент использования – 0,86.

Расчет требуемой ширины подошвы ленточного фундамента:

Ширина подошвы ленточного фундамента определяется по формуле:

$$A_f = \frac{N_{фII}}{R - \gamma_{cp} \times d_1} = \frac{218,8}{287,76 - 20 \times 2,2} = 0,9 \text{ м}^2 \quad (21)$$

где A_f - площадь подошвы фундамента;

$\gamma_{cp} = 20$ кН/м³ - средний удельный вес грунта и материала фундамента.

$$b = \frac{A_f}{l} = \frac{0,9}{1} = 0,9\text{м} \quad (22)$$

где l - площадь подошвы фундамента; длина расчетного участка, м:

- при расчете под внутреннюю стену $l = 1\text{м}$;
- при расчете под наружную стену l = расстоянию между осями оконных проемов.

Вывод: площадь подошвы рассматриваемого фундамента является достаточной.

Задания для самостоятельного решения.

Таблица 7

Таблица соответствия выбора варианта:

I – предпоследняя цифра, II – последняя цифра номера зачетки

II I	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
1	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
2	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
3	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
4	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
5	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
6	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
7	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
8	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
9	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10

Типы покрытий и перекрытий указаны в таблицах 8-9.

Таблица 8

Исходные данные для выполнения работы

Вариант	Тип перекрытия/ тип покрытия	Габаритные размеры ленточного фундамента						Характеристики грунта		
		Ширина подошвы b , мм	Высота подошвы, h_n , мм	Высота стенки, h_c , мм	Ширина стенки, b_c , мм	Грузовая площадь, A , м ²	Глубина заложения, d_1 , м	Плотность, кг/м ³	Удельное сцепление, кПа	Угол внутреннего тр.
1	1/1	900	200	500	300	2,0	900	1750	21	25
2	2/2	1000	250	600	350	2,1	1000	1800	17	26
3	3/3	1000	300	700	400	2,2	1100	1900	15	27
4	4/4	1100	350	800	450	2,3	1200	1950	13	28
5	5/5	1100	200	900	500	2,4	1300	2000	19	29
6	6/6	1200	200	1000	300	2,5	1400	2050	15	30
7	7/7	1200	250	1100	350	2,6	1500	2100	13	31
8	8/8	1300	250	1200	400	2,7	1600	2150	11	32

Вариант	Тип перекрытия/ тип покрытия	Габаритные размеры ленточного фундамента						Характеристики грунта		
		Ширина подошвы b , мм	Высота подошвы h_n , мм	Высота стенки h_c , мм	Ширина стенки b_c , мм	Грузовая площадь A , м ²	Глубина заложения d_l , м	Плотность, кг/м ³	Удельное сцепление, кПа	Угол внутреннего тр.
9	1/9	1300	300	1300	450	2,8	1700	1600	9	33
10	2/10	1400	300	1400	500	2,9	1800	1700	47	34
11	3/11	1400	350	1500	300	3,0	1900	1750	37	35
12	4/12	1500	350	1600	350	3,1	2000	1950	31	25
13	5/13	1500	200	1700	400	2,0	2100	1750	25	26
14	6/14	900	200	1800	450	2,1	2200	1800	22	27
15	7/15	900	250	1900	300	2,2	2300	1900	19	28
16	8/16	1000	250	2000	300	2,3	2400	1950	39	29
17	1/17	1000	300	500	350	2,4	900	2000	34	30
18	2/18	1100	300	600	400	2,5	1000	2050	28	31
19	3/1	1100	350	700	450	2,6	1100	2100	23	32
20	4/2	1200	250	800	500	2,7	1200	2150	18	33
21	5/3	1200	300	900	300	2,8	1300	1600	15	34
22	6/4	1300	350	1000	350	2,9	1400	1700	25	35
23	7/5	1300	350	1100	400	3,0	1500	1750	20	25
24	8/6	1400	200	1200	450	3,1	1600	1950	16	26
25	1/7	1400	250	1300	500	2,0	1700	1750	14	27
26	2/8	1500	250	1400	300	2,1	1800	1800	12	28
27	3/9	1500	300	1500	350	2,2	1900	1900	18	29
28	4/10	1000	300	1600	400	2,3	2000	1950	15	30
29	5/11	1100	350	1700	450	2,4	2100	2000	25	31
30	6/12	1200	200	1800	500	2,5	2200	2050	20	32

Таблица 9

Исходные данные для сбора нагрузок на перекрытие

Тип 1			
Состав пола	Плотность, кг/м ³	Толщина, мм	Назначение здания

Паркетная доска	600	20	Жилое
ДВП-Т-4	800	5	
ДВП-М-12 в два слоя	800	24	
Монолитная железобетонная плита	2500	220	
Тип 2			
Состав пола	Плотность, кг/м³	Толщина, мм	Назначение здания
Паркетная доска	600	20	Административное
ДВП-Т-4	800	5	
ДВП-М-12 в два слоя	800	24	
Монолитная железобетонная плита	2500	220	
Тип 3			
Состав пола	Плотность, кг/м³	Толщина, мм	Назначение здания
Паркетная доска	600	22	Жилое
ДВП-Т-4	800	5	
Стяжка цементно-песчаная	1800	50	
Монолитная железобетонная плита	2500	200	
Тип 4			
Состав пола	Плотность, кг/м³	Толщина, мм	Назначение здания
Паркетная доска	600	22	Административное
ДВП-Т-4	800	5	

Стяжка цементно-песчаная	1800	50	
Монолитная железобетонная плита	2500	200	
Тип 5			
Состав пола	Плотность, кг/м³	Толщина, мм	Назначение здания
Один слой линолиума	600	22	Жилое
Стяжка цементно-песчаная	1800	25	
Утеплитель пенополистирол	14	100	
Монолитная железобетонная плита	2500	220	
Тип 6			
Состав пола	Плотность, кг/м³	Толщина, мм	Назначение здания
Один слой линолиума	600	22	Административное
Стяжка цементно-песчаная	1800	25	
Утеплитель пенополистирол	14	100	
Монолитная железобетонная плита	2500	220	
Тип 7			
Состав пола	Плотность, кг/м³	Толщина, мм	Назначение здания
Плитка напольная керамическая	2000	10	Жилое
Стяжка цементно-песчаная	1500	100	
Засыпка доменным шлаком	700	200	

Монолитная железобетонная плита	2500	180	
Тип 8			
Состав пола	Плотность, кг/м ³	Толщина, мм	Назначение здания
Плитка напольная керамическая	2000	10	Административное
Стяжка цементно-песчаная	1500	100	
Засыпка доменным шлаком	700	200	
Монолитная железобетонная плита	2500	180	

Таблица 10

Исходные данные для сбора нагрузок на покрытие

Тип 1			
Конструкция плоской кровли	Плотность, кг/м³	Толщина, мм	Город
Кровельная ПВХ мембрана	1430	2	Москва
Экструзионный пенополистирол	35	50	
Минеральная вата	110	50	
Стяжка цементно-песчаная	2000	30	
Монолитная железобетонная плита	2400	200	
Тип 2			
Конструкция плоской кровли	Плотность, кг/м³	Толщина, мм	Город
Кровельная ПВХ мембрана	1430	2	Сыктывкар
Экструзионный пенополистирол	35	50	

Минеральная вата	110	50	
Стяжка цементно-песчаная	2000	30	
Монолитная железобетонная плита	2400	200	
Тип 3			
Конструкция плоской кровли	Плотность, кг/м³	Толщина, мм	Город
Кровельная ПВХ мембрана	1430	2	Кострома
Экструзионный пенополистирол	35	50	
Минеральная вата	110	50	
Стяжка цементно-песчаная	2000	30	
Монолитная железобетонная плита	2400	200	
Тип 4			
Конструкция плоской кровли	Плотность, кг/м³	Толщина, мм	Город
Кровельная ПВХ мембрана	1430	2	Ставрополь
Экструзионный пенополистирол	35	50	
Минеральная вата	110	50	
Стяжка цементно-песчаная	2000	30	
Монолитная железобетонная плита	2400	200	
Тип 5			
Конструкция плоской кровли	Плотность, кг/м³	Толщина, мм	Город
Кровельная ПВХ мембрана	1430	2	Чита
Экструзионный пенополистирол	35	50	
Минеральная вата	110	50	

Стяжка цементно-песчаная	2000	30	
Монолитная железобетонная плита	2400	200	
Тип 6			
Конструкция плоской кровли	Плотность, кг/м³	Толщина, мм	Город
Кровельная ПВХ мембрана	1430	2	Петропавловск-Камчатский
Экструзионный пенополистирол	35	50	
Минеральная вата	110	50	
Стяжка цементно-песчаная	2000	30	
Монолитная железобетонная плита	2400	200	
Тип 7			
Конструкция плоской кровли	Плотность, кг/м³	Толщина, мм	Город
Рулонное кровельное покрытие	1000	25	Москва
Стяжка цементно-песчаная	1900	30	
Керамзит	600	100	
Экструзионный пенополистирол	35	100	
Монолитная железобетонная плита	2500	220	
Тип 8			
Конструкция плоской кровли	Плотность, кг/м³	Толщина, мм	Город
Рулонное кровельное покрытие	1000	25	Сыктывкар
Стяжка цементно-песчаная	1900	30	
Керамзит	600	100	
Экструзионный пенополистирол	35	100	

Монолитная железобетонная плита	2500	220	
Тип 9			
Конструкция плоской кровли	Плотность, кг/м³	Толщина, мм	Город
Рулонное кровельное покрытие	1000	25	Кострома
Стяжка цементно-песчаная	1900	30	
Керамзит	600	100	
Экструзионный пенополистирол	35	100	
Монолитная железобетонная плита	2500	220	
Тип 10			
Конструкция плоской кровли	Плотность, кг/м³	Толщина, мм	Город
Рулонное кровельное покрытие	1000	25	Ставрополь
Стяжка цементно-песчаная	1900	30	
Керамзит	600	100	
Экструзионный пенополистирол	35	100	
Монолитная железобетонная плита	2500	220	
Тип 11			
Конструкция плоской кровли	Плотность, кг/м³	Толщина, мм	Город
Рулонное кровельное покрытие	1000	25	Чита
Стяжка цементно-песчаная	1900	30	
Керамзит	600	100	
Экструзионный пенополистирол	35	100	

Монолитная железобетонная плита	2500	220	
Тип 12			
Конструкция плоской кровли	Плотность, кг/м³	Толщина, мм	Город
Рулонное кровельное покрытие	1000	25	Петропавловск-Камчатский
Стяжка цементно-песчаная	1900	30	
Керамзит	600	100	
Экструзионный пенополистирол	35	100	
Монолитная железобетонная плита	2500	220	
Тип 13			
Конструкция плоской кровли	Плотность, кг/м³	Толщина, мм	Город
Рулонное кровельное покрытие	1000	30	Москва
Стяжка цементно-песчаная	1500	100	
Керамзит	600	150	
Стяжка цементно-песчаная	1500	20	
Монолитная железобетонная плита	2500	180	
Тип 14			
Конструкция плоской кровли	Плотность, кг/м³	Толщина, мм	Город
Рулонное кровельное покрытие	1000	30	Сыктывкар
Стяжка цементно-песчаная	1500	100	
Керамзит	600	150	
Стяжка цементно-песчаная	1500	20	

Монолитная железобетонная плита	2500	180	
Тип 15			
Конструкция плоской кровли	Плотность, кг/м³	Толщина, мм	Город
Рулонное кровельное покрытие	1000	30	Кострома
Стяжка цементно-песчаная	1500	100	
Керамзит	600	150	
Стяжка цементно-песчаная	1500	20	
Монолитная железобетонная плита	2500	180	
Тип 16			
Конструкция плоской кровли	Плотность, кг/м³	Толщина, мм	Город
Рулонное кровельное покрытие	1000	30	Ставрополь
Стяжка цементно-песчаная	1500	100	
Керамзит	600	150	
Стяжка цементно-песчаная	1500	20	
Монолитная железобетонная плита	2500	180	
Тип 17			
Конструкция плоской кровли	Плотность, кг/м³	Толщина, мм	Город
Рулонное кровельное покрытие	1000	30	Чита
Стяжка цементно-песчаная	1500	100	
Керамзит	600	150	
Стяжка цементно-песчаная	1500	20	

Монолитная железобетонная плита	2500	180	
Тип 18			
Конструкция плоской кровли	Плотность, кг/м ³	Толщина, мм	Город
Рулонное кровельное покрытие	1000	30	Петропавловск-Камчатский
Стяжка цементно-песчаная	1500	100	
Керамзит	600	150	
Стяжка цементно-песчаная	1500	20	
Монолитная железобетонная плита	2500	180	

Практическое занятие №2. Сбор нагрузок и поверочный расчет плиты перекрытия.

Методические указания к выполнению задания.

При выполнении практической работы необходимо выполнить следующие расчеты:

- сбор нагрузок на плиту перекрытия;
- поверочный расчет плиты перекрытия.

Условие задания.

Вариант исходных данных определяется по таблице 4. Используя исходные данные предоставленные в таблице 5, выполнить сбор нагрузок на плиту перекрытия и поверочный расчет плиты перекрытия.

Указания к выполнению.

При выполнении работы необходимо выполнить расчеты в указанной последовательности, используя материалы лекционных занятий, а также СП 63.13330.2018 «Бетонные и железобетонные конструкции», СП 20.13330.2016 «Нагрузки и воздействия».

Расчет прямоугольного сечения железобетонной плиты перекрытия:

Расчет прямоугольных сечений (рисунок 1) производится следующим образом в зависимости от высоты сжатой зоны:

$$\chi = \frac{R_s A_s - R_{sc} A'_s}{R_b b} \quad (1)$$

а) при $\xi = \frac{\chi}{h_0} \leq \xi_R$ – из условия:

$$M < R_b b \chi (h_0 - 0.5\chi) + R_{sc} A'_s (h_0 - a') \quad (2)$$

б) при $\xi > \xi_R$ – из условия:

$$M < \alpha_R R_b b h_0^2 + R_{sc} A'_s (h_0 - a') \quad (3)$$

где $\alpha_R = \xi_R(1 - 0.5\xi_R)$.

Правую часть условия (3) допускается увеличить путем замены значения α_R на $(0.7\alpha_R + 0.3\alpha_m)$, где $\alpha_m = \xi(1 - 0.5\xi)$, и принимая здесь ξ не более 1.

Если $x \leq 0$, прочность проверяют из условия:

$$M < R_{sc} A_s (h_0 - a') \quad (4)$$

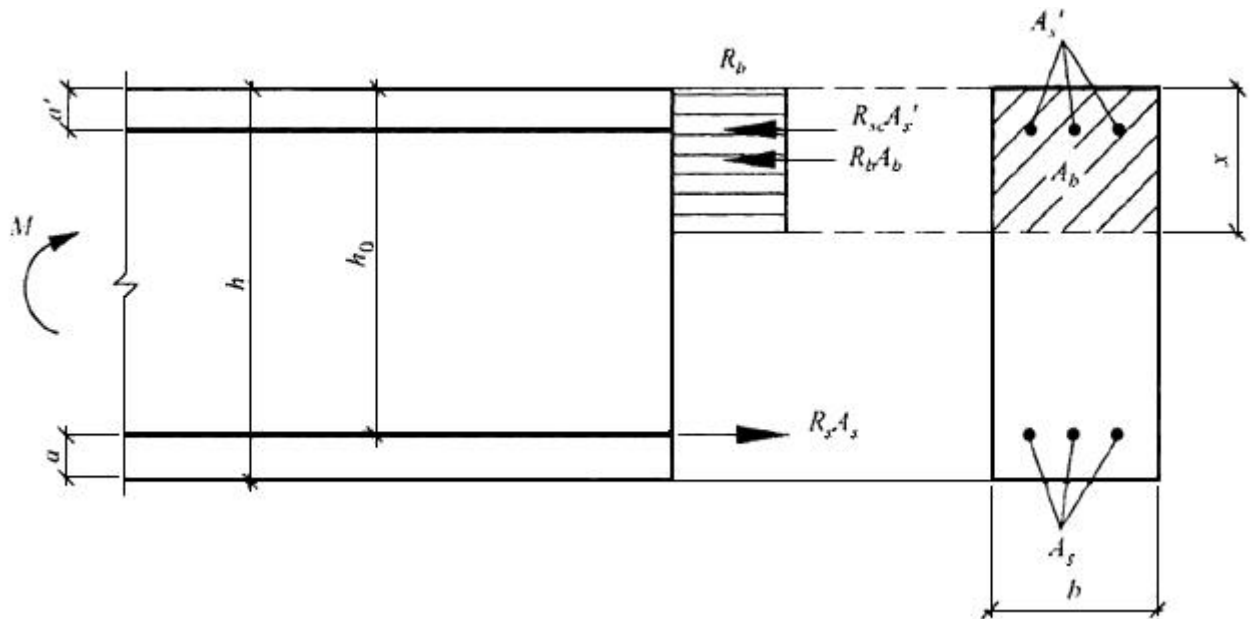


Рис. 1. Схема усилий и эпюра напряжений в поперечном прямоугольном сечении плиты перекрытия
прямоугольного сечения

Если вычисленная без учета сжатой арматуры ($A'_s = 0$) высота сжатой зоны x меньше $2a'$, проверяется условие (4), где вместо a' подставляется $x/2$.

Изгибаемые элементы рекомендуется проектировать так, чтобы обеспечить выполнение условия $\xi \leq \xi_R$. Невыполнение этого условия можно допустить лишь в случаях, когда площадь сечения растянутой арматуры определена из расчета по предельным состояниям второй группы или принята по конструктивным соображениям.

Проверку прочности прямоугольных сечений с одиночной арматурой производят:

при $x < \xi_R h_0$ из условия:

$$M < R_s A_s (h_0 - 0.5x) \quad (5)$$

где x – высота сжатой зоны, равная:

$$x = \frac{R_s A_s}{R_b b} \quad (6)$$

данная формула выводится из формулы (1) путем исключения из нее характеристик сжатых арматурных стержней;

при $x \geq \xi_R h_0$ из условия:

$$M < \alpha_R R_b b h_0^2 \quad (7)$$

ξ_R - расчетным путем или с использованием таблицы 1.

Таблица 1

Класс арматуры	A240	A400	A500	A500СП	A600	Aн600С	B500
ξ_R	0,615	0,533	0,493	0,487	0,459	0,337	0,493
α_R	0,426	0,391	0,372	0,368	0,354	0,280	0,372

Расчет тавровых и двутавровых сечений:

Расчет сечений, имеющих полку в сжатой зоне (тавровых, двутавровых и т.п.), производят в зависимости от положения границы сжатой зоны:

а) если граница проходит в пределах высоты полки (рисунок 2, а), т.е. соблюдается условие:

$$R_s A_s \leq R_b b'_f h'_f + R_{sc} A'_s \quad (8)$$

расчет производят как для прямоугольного сечения шириной b'_f ;

б) если граница проходит в ребре (рисунок 2, б), т.е. условие (8) не соблюдается, расчет производят из условия:

$$M < R_b b x (h_0 - 0.5x) + R_b A_{ov} (h_0 - 0.5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a') \quad (9)$$

где A_{ov} – площадь сечения свесов полки, равная $(b'_f - b)h'_f$,

при этом высоту сжатой зоны определяют по формуле:

$$x = \frac{R_s A_s - R_{sc} A'_s - R_b A_{ov}}{R_b b} \quad (10)$$

и принимают не более $\xi_R h_0$.

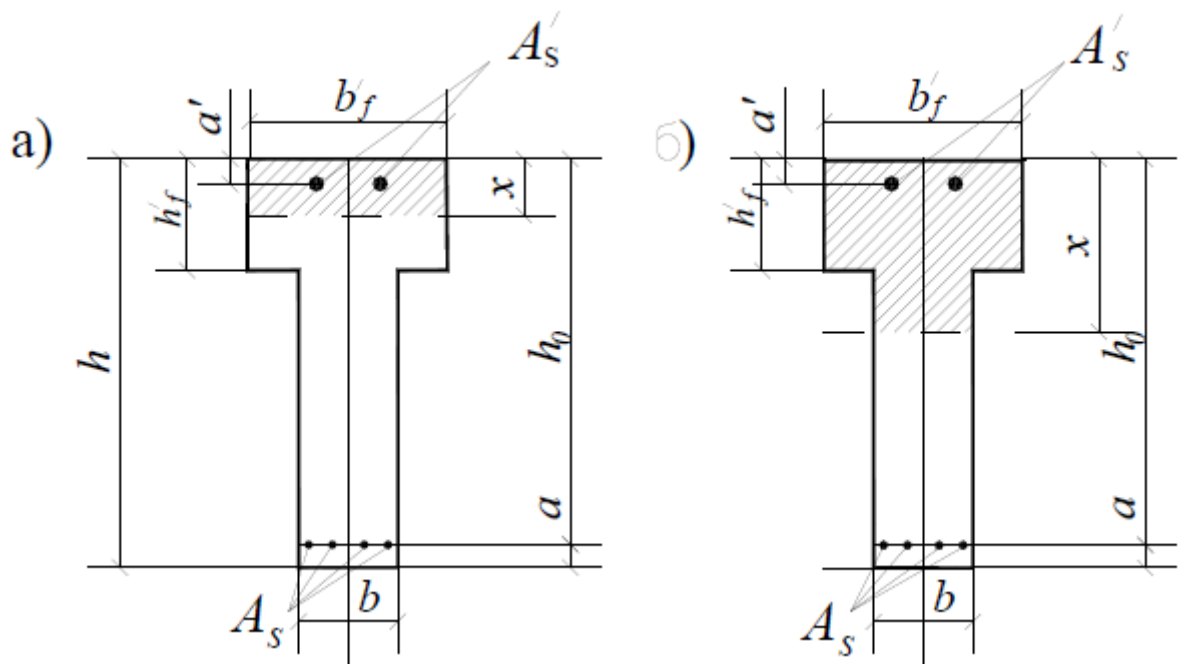


Рис. 2. Положение границы сжатой зоны в тавровом сечении изгибаемого железобетонного элемента (а – в полке; б – в ребре)

Если $x > \xi_R h_0$, условие (9) можно записать в виде:

$$M < \alpha_R R_b b h_0^2 + R_b A_{oy} (h_0 - 0.5 a'_f) + R_{sc} A'_s (h_0 - a') \quad (9)$$

Примечания:

1. При переменной высоте свесов полки допускается принимать значение h'_f равным средней высоте свесов.

2. Ширина сжатой полки b'_f , вводимая в расчет, не должна превышать следующих величин:

значение b'_f вводимое в расчет, принимают из условия, что ширина свеса полки в каждую сторону от ребра должна быть не более 1/6 пролета элемента и не более:

а) при наличии поперечных ребер или при $h'_f \geq 0,1h - 1/2$ расстояния в свету между продольными ребрами;

б) при отсутствии поперечных ребер (или при расстояниях между ними, больших, чем расстояния между продольными ребрами) и при $h'_f < 0,1h - 6h'_f$;

в) при консольных свесах полки:

при $h'_f \geq 0,1h$

$-6h'_f$

при $0,5h \leq h'_f < 0,1h$

$-3h'_f$

при $h'_f < 0,5h$

– свесы не учитывают.

Решение задания.

Исходные данные:

Таблица 2

Состав междуэтажного перекрытия

№ п/п	Наименование	Плотность, кг/м ³	Толщина, мм
1	Паркетная доска	600	20
2	ДВП-Т-4	800	5
3	ДВП-М-12 в два слоя	800	24
4	Монолитная железобетонная плита	2500	220

Сечение плиты перекрытия размерами $b = 1180$ мм, $h = 220$ мм; $a = 30$ мм; $a' = 30$ мм; тяжелый бетон класса В20 ($R_b = 11,5$ МПа); арматура класса А400 ($R_s = R_{sc} = 350$ МПа); площадь сечения растянутой арматуры $A_s = 804$ мм² (5Ø16), сжатой – $A'_s = 565,5$ мм² (5Ø12); пролет плиты $l = 2,6$ м, ширина грузовой полосы $B = 1,2$ м.

Сбор нагрузок на плиту перекрытия:



Жилые здания относятся ко II уровню ответственности, следовательно, коэффициент надежности по ответственности $\gamma_n = 1,0$.

Нормативная нагрузка от паркетной доски плотностью $\rho_1 = 600 \text{ кг/м}^3$ ($6,0 \text{ кН/м}^3$) и толщиной $\delta_1 = 20 \text{ мм} = 0,02 \text{ м}$ составляет:

$$q_1'' = \rho_1 \cdot \delta_1 \cdot \gamma_n = 6 \cdot 0,02 \cdot 1 = 0,12 \text{ кН} / \text{м}^2 \quad (10)$$

2. Нормативная нагрузка от плиты ДВП-Т-4 плотностью $\rho_2 = 800 \text{ кг/м}^3$ ($8,0 \text{ кН/м}^3$) и толщиной $\delta_2 = 5 \text{ мм} = 0,005 \text{ м}$ составляет:

$$q_2'' = \rho_2 \cdot \delta_2 \cdot \gamma_n = 8 \cdot 0,005 \cdot 1 = 0,04 \text{ кН} / \text{м}^2 \quad (11)$$

3. Нормативная нагрузка от плиты ДВП-М-12 плотностью $\rho_3 = 800 \text{ кг/м}^3$ ($8,0 \text{ кН/м}^3$) и толщиной $\delta_3 = 24 \text{ мм} = 0,024 \text{ м}$ составляет:

$$q_3'' = \rho_3 \cdot \delta_3 \cdot \gamma_n = 8 \cdot 0,024 \cdot 1 = 0,192 \text{ кН} / \text{м}^2 \quad (12)$$

4. Нормативная нагрузка от монолитной железобетонной плиты плотностью $\rho_4 = 2500 \text{ кг/м}^3$ ($25,0 \text{ кН/м}^3$) и толщиной $\delta_4 = 220 \text{ мм} = 0,22 \text{ м}$ составляет:

$$q_4'' = \rho_4 \cdot \delta_4 \cdot \gamma_n = 25 \cdot 0,22 \cdot 1 = 5,5 \text{ кН} / \text{м}^2 \quad (13)$$

Суммарная нормативная нагрузка составляет:

$$q'' = q_1'' + q_2'' + q_3'' + q_4'' = 0,12 + 0,04 + 0,192 + 5,5 = 5,852 \text{ кН} / \text{м}^2 \quad (14)$$

Расчетное значение нагрузки получаем путем умножения ее нормативного значения на коэффициент надежности по нагрузке γ_t , принимаемый по СП 20.13330.2016.

Теперь определим значение нормативной полезной нагрузки от людей и мебели.

В соответствии с СП 20.13330.2016 для квартир жилых зданий полезная нормативная нагрузка от людей и мебели составляет $1,5 \text{ кПа}$ ($1,5 \text{ кН/м}^2$).

Учитывая коэффициент надежности по ответственности здания $\gamma_n = 1,0$, итоговое нормативное значение полезной нагрузки составит:

$$v'' = 1,5 \cdot \gamma_n = 1,5 \cdot 1 = 1,5 \text{ кН} / \text{м}^2 \quad (15)$$

Расчетные значения нагрузок представлены в таблице 3.

Таблица 3

Нагрузка на 1 м² перекрытия

Постоянные нагрузки:

№ п/п	Вид нагрузки	Плотность, кг/м ³	Толщина, мм	Нормативное значение кН/м ²	γ_f	Расчетное значение кН/м ²
1	Паркетная доска	600	20	0,120	1,1	0,132
2	ДВП-Т-4	800	5	0,04000	1,1	0,04400
3	ДВП-М-12 в два слоя	800	24	0,192	1,1	0,211
4	Монолитная железобетонная плита	2500	220	5,500	1,1	6,050
	ВСЕГО:			5,852		6,437

Полезные нагрузки:

Временная нагрузка (СП 20.13330.2016).

№ п/п	Вид нагрузки			Нормативное значение кН/м ²	γ_f	Расчетное значение кН/м ²
1	Жилое здание			1,50	1,2	1,80
	ИТОГО:			1,50		1,80
ОБЩАЯ НАГРУЗКА:				7,35		8,24

Фактически действующая нагрузка на плиту перекрытия $g_{факт} = 8,24$ кН/м²

Поверочный расчет плиты перекрытия:

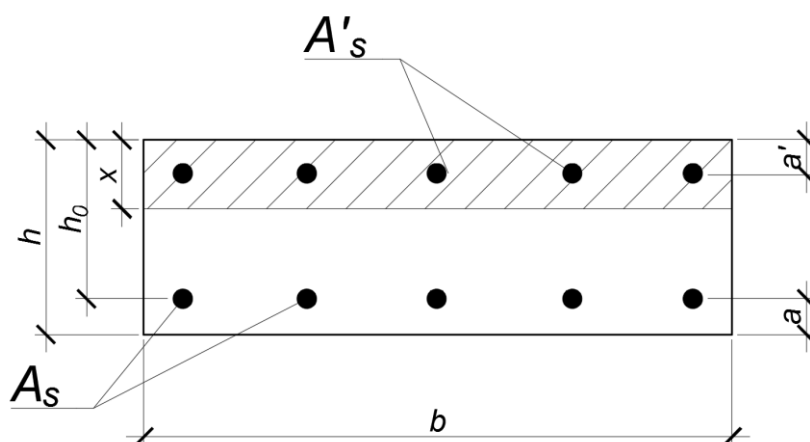


Рис. 2. Расчетная схема плиты перекрытия

Рабочая высота сечения h_0 :

$$h_0 = h - a = 220 - 30 = 190 \text{ мм.}$$

По формуле (1) определяем высоту сжатой зоны x :

$$x = \frac{R_s A_s - R_{sc} A'_s}{R_b b} = \frac{350 \cdot (804 - 565,5)}{14,5 \cdot 1180} = 6,2 \text{ мм} \quad (1)$$

По таблице 1 находим $\xi_R = 0,533$ и $\alpha_R = 0,391$. Так как $\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{6,2}{190} = 0,03 < \xi_R = 0,533$, прочность сечения проверяем из условия (2).

Максимальный изгибающий момент, который способно воспринять сечение в пролете:

$$M_{max} = R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a') = 11,5 \cdot 1180 \cdot 6,2 \cdot (190 - 0,5 \cdot 6,2) + 350 \cdot 565,5 \cdot (190 - 30) = 47,39 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} = 47,39 \text{ кН} \cdot \text{м} \quad (2)$$

Максимальная распределенная нагрузка на плиту перекрытия составит:

$$q = \frac{8 \cdot M_{max}}{l^2} = \frac{8 \cdot 47,39}{2,6^2} = 56,1 \text{ кН / м.} \quad (16)$$

Максимальная распределенная расчетная нагрузка на плиту перекрытия составит:

$$g = \frac{q}{B} = \frac{56,1}{1,2} = 46,75 \text{ кН / м}^2 > g_{факт} = 8,24 \text{ кН / м}^2. \quad (17)$$

Коэффициент использования составит:

$$K_{и} = \frac{g_{факт}}{g} = \frac{8,24}{46,75} = 0,18 \quad (18)$$

.Вывод: Несущая способность плиты перекрытия по условию обеспечения прочности при действии изгибающих моментов обеспечена, коэффициент использования $K_{и} = 0,18$.

Задания для самостоятельного решения.

Таблица 4

Таблица соответствия выбора варианта:

I – предпоследняя цифра, II – последняя цифра номера зачетки

II \ I	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
1	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
2	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
3	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
4	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
5	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
6	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
7	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
8	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
9	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10

Тип перекрытия определяется в соответствии с таблицами 9-10 практической работы №1.

Таблица 5

Исходные данные для выполнения работы

Вариант	Тип перекрытия	Габариты сечения плиты перекрытия					Класс бетона	Армирование плиты перекрытия		
		Ширина плиты, b , мм	Толщина плиты, h , мм	$a = a'$, мм	Пролет плиты l , м	Грузовая площадь B , м		A_s	A'_s	Класс
1	8	800	150	20	1,5	2,0	B15	4Ø12	4Ø10	A240
2	7	1000	180	25	1,6	2,2	B20	5Ø12	5Ø10	A240
3	6	1200	200	30	1,7	2,4	B25	4Ø14	4Ø12	A400
4	5	1500	220	35	1,8	2,6	B30	5Ø14	5Ø12	A400
5	4	800	180	40	1,9	2,8	B35	4Ø16	4Ø14	A500
6	3	1000	200	20	2,0	3,0	B15	5Ø16	5Ø14	A500
7	2	1200	220	25	2,1	2,0	B20	4Ø18	4Ø16	A240

Вариант	Тип перекрытия	Габариты сечения плиты перекрытия					Класс бетона	Армирование плиты перекрытия		
		Ширина плиты, b , мм	Толщина плиты, h , мм	a = a' , мм	Пролет плиты l , м	Грузовая площадь B , м		A_s	A'_s	Класс
8	1	1500	150	30	2,2	2,2	B25	5Ø18	5Ø16	A400
9	8	800	180	35	2,3	2,4	B30	4Ø12	4Ø10	A500
10	7	1000	200	40	2,4	2,6	B35	4Ø12	4Ø10	A500
11	6	1200	220	20	2,5	2,8	B15	4Ø12	4Ø10	A600
12	5	1500	180	25	2,6	3,0	B20	4Ø12	4Ø10	A400
13	4	800	200	30	2,7	2,0	B25	5Ø12	5Ø10	A400
14	3	1000	220	35	2,8	2,2	B30	4Ø14	4Ø12	A240
15	2	1200	150	40	2,9	2,4	B35	5Ø14	5Ø12	A400
16	1	1500	180	20	3,0	2,6	B15	4Ø16	4Ø14	A800
17	8	800	200	25	1,5	2,8	B20	5Ø16	5Ø14	A400
18	7	1000	220	30	1,6	3,0	B25	4Ø18	4Ø16	A500
19	6	1200	180	35	1,7	2,0	B30	5Ø18	5Ø16	A400
20	5	1500	200	40	1,8	2,2	B35	4Ø12	4Ø10	A800
21	4	800	220	20	1,9	2,4	B15	5Ø12	5Ø10	A600
22	3	1000	150	25	2,0	2,6	B20	4Ø14	4Ø12	A240
23	2	1200	180	30	2,1	2,8	B25	5Ø14	5Ø12	A240
24	1	1500	200	35	2,2	3,0	B30	4Ø16	4Ø14	A400
25	8	800	220	40	2,3	2,0	B35	5Ø16	5Ø14	A400
26	7	1000	180	20	2,4	2,2	B15	4Ø18	4Ø16	A500
27	6	1200	200	25	2,5	2,4	B20	5Ø18	5Ø16	A500
28	5	1500	220	30	2,6	2,6	B25	4Ø12	4Ø10	A240
29	4	800	150	35	2,7	2,8	B30	5Ø12	5Ø10	A240
30	3	1000	180	40	2,8	3,0	B35	4Ø14	4Ø12	A400

Практическое занятие №3. Сбор нагрузок и поверочный расчет железобетонной колонны.

Методические указания к выполнению задания.

При выполнении практической работы необходимо выполнить следующие расчеты:

- сбор нагрузок на железобетонную колонну;
- поверочный расчет железобетонной колонны.

Условие задания.

Вариант исходных данных определяется по таблице 2. Используя исходные данные предоставленные в таблице 3, выполнить сбор нагрузок на железобетонную колонну и поверочный расчет железобетонной колонны.

Указания к выполнению.

При выполнении работы необходимо выполнить расчеты в указанной последовательности, используя материалы лекционных занятий, а также СП 63.13330.2018 «Бетонные и железобетонные конструкции», СП 20.13330.2016 «Нагрузки и воздействия».

При расчете железобетонных элементов на действие сжимающей продольной силы следует учитывать случайный эксцентриситет e_a принимаемый не менее:

- $L/600$ длины элемента или расстояния между его сечениями, закрепленными от смещения;
- $h/30$ высоты сечения;
- 10 мм.

Для элементов статически неопределимых конструкций (в том числе для колонн каркасных зданий) значение эксцентриситета продольной силы относительно центра тяжести приведенного сечения e_0 принимают равным значению эксцентриситета, полученного из статического расчета, но не менее e_a .

Расчет нормальных сечений внецентренно сжатых элементов производят в плоскости эксцентриситета продольной силы (в плоскости изгиба) и отдельно в нормальной к ней плоскости с эксцентриситетом e_0 , равным случайному e_a .

Расчет из плоскости изгиба можно не производить, если гибкость элемента l_0/i (для прямоугольных сечений – l_0/h) в плоскости изгиба превышает гибкость в плоскости, нормальной плоскости изгиба.

Расчет элемента с учетом эксцентриситетов в плоскостях обеих главных осей (косое внецентренное сжатие) следует производить, если оба эти эксцентриситета превышают случайные e_a .

Во всех случаях эксцентриситеты e_0 определяются с учетом влияния прогиба элемента.

По предельным усилиям можно производить расчет:

- элементов кольцевого и круглого сечений с арматурой, равномерно распределенной по окружности, при числе стержней более 6;
- элементов прямоугольного сечения с арматурой в виде 4-х одинаковых угловых стержней на косое внецентренное сжатие.

Учет влияния прогибов элементов:

Влияние прогиба элемента на момент продольной силы (или ее эксцентриситет e_0) учитывается, как правило, путем расчета конструкции по деформированной схеме, принимая во внимание неупругие деформации бетона и арматуры, а также наличие трещин.

Допускается производить расчет конструкции по недеформированной схеме, а влияние прогиба элемента учитывать путем умножения моментов на коэффициенты η_v и η_h в соответствии с формулой:

$$M = M_v \eta_v + M_h \eta_h + M_t \quad (1)$$

где M_v – момент от вертикальных нагрузок, не вызывающих заметных горизонтальных смещений концов;

η_v – коэффициент, принимаемый равным:

- для сечений в концах элемента: при податливой заделке – 1,0;
- при жесткой заделке – по формуле (2);
- для сечений в средней трети длины элемента – по формуле (2);
- для прочих сечений – по линейной интерполяции;

M_h – момент от нагрузок, вызывающих горизонтальное смещение концов (ветровых и т.п.);

η_h – коэффициент, определяемый по формуле (2);

M_t – момент от вынужденных горизонтальных смещений концов (т.е. смещений, не зависящих от жесткости элемента, например, от температурных деформаций перекрытий и т.п.).

Моменты, используемые в настоящем пункте, допускается определять относительно центра тяжести бетонного сечения.

Значение коэффициента $\eta_{v(h)}$ при расчете конструкции по недеформированной схеме определяется по формуле:

$$\eta_{v(h)} = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} \quad (2)$$

где N_{cr} – условная критическая сила, определяемая по формуле:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 D}{l_0^2} \quad (3)$$

l_0 – расчетная длина элемента, определяемая для коэффициентов η_v и η_h ;

D – жесткость железобетонного элемента в предельной стадии, определяемая по формулам:

- для элементов любой формы сечения:

$$D = \frac{0,15 E_b I}{f_l (0,3 + \delta_e)} + 0,7 E_s I_s \quad (4)$$

– для элементов прямоугольного сечения с арматурой, расположенной у наиболее сжатой и у растянутой (менее сжатой) грани элемента:

$$D = E_b b h^3 \left[\frac{0,0125}{\phi(0,3 + \delta_e)} + 0,175 \mu \alpha \left(\frac{h_0 - a'}{h} \right)^2 \right] \quad (5)$$

I и I_s – момент инерции соответственно бетонного сечения и сечения всей арматуры относительно центра тяжести бетонного сечения;

ϕ_l – коэффициент, учитывающий влияние длительного действия нагрузки на прогиб элемента и определяемый по формуле (6), но не более 2.

$$\phi = 1 + M_{1l} / M_1 \quad (6)$$

M_1 и M_{1l} – моменты внешних сил относительно оси, нормальной плоскости изгиба и проходящей через центр наиболее растянутого или наименее сжатого (при целиком сжатом сечении) стержня арматуры, соответственно от действия полной нагрузки и от действия постоянных и длительных нагрузок;

δ_e – относительное значение эксцентриситета продольной силы, принимаемое равным e_0/h , но не менее 0,15 (для кольцевых и круглых сечений значение h заменяется на D_{cir});

$$\mu \alpha = \frac{A_s + A'_s}{bh} \times \frac{E_s}{E_b} \quad (7)$$

Жесткость D при вычислении коэффициентов η_v и η_h определяется с учетом всех нагрузок. В случае необходимости коэффициент η_v можно снизить, вычисляя жесткость D без учета нагрузок, вызывающих смещение концов.

При гибкости элемента $l_0/i < 14$ (для прямоугольных сечений – при $l_0/h < 4$) можно принимать $\eta_{v(h)} = 1,0$.

При $N > N_{cr}$ следует увеличивать размеры сечения.

Расчетная длина l_0 принимается равной:

а) при вычислении коэффициента η_v , а также при расчете элемента на действие продольной силы со случайным эксцентриситетом для элементов:

с шарнирным опиранием на двух концах – $1,0l$;

с шарнирным опиранием на одном конце, а на другом конце:

- с жесткой заделкой – $0,7l$

- с податливой заделкой – $0,9l$;

с заделкой на двух концах:

- жесткой – $0,5l$;

- податливой – $0,8l$;

с податливой заделкой на одном конце и с жесткой заделкой на другом – $0,7l$;

б) при вычислении коэффициента η_h для элементов:

с шарнирным опиранием на одном конце, а на другом конце:

- с жесткой заделкой – $1,5l$;

- с податливой заделкой – $2,0l$;

с заделкой на двух концах:

- жесткой – $0,8l$;

- податливой – $1,2l$;

с податливой заделкой на одном конце и с жесткой заделкой на другом – l ;

с жесткой заделкой на одном конце и незакрепленным другим концом (консоль) – $2l$.

Здесь l – расстояние между концами элемента.

Для конкретных конструкций и сооружений можно принимать иные значения l_0 .

Расчет нормальных сечений по предельным усилиям.

Прямоугольные сечения с симметричной арматурой:

Проверку прочности прямоугольных сечений с симметричной арматурой (когда $R_s A_s = R_{sc} A'_s$) производят из условия:

$$M \leq R_b b x (h_0 - 0,5x) + (R_{sc} A'_s - N / 2) (h_0 - a') \quad (8)$$

где M – момент относительно центра тяжести сечения, определяемый с учетом прогиба элементов;

x – высота сжатой зоны, принимаемая равной:

а) при $\alpha_n = \frac{N}{R_b b h_0} \leq \xi_R$, $x = \alpha_n h_0$;

б) при $\alpha_n > \xi_R$, $x = \xi h_0$;

где ξ определяется по формуле:

$$\xi = \frac{\alpha_n(1 - \xi_R) + 2\alpha_s\xi_R}{1 - \xi_R + 2\alpha_s} \quad (9)$$

$$\alpha_s = \frac{R_s A_s}{R_b b h_0} \quad (10)$$

Прямоугольные сечения с несимметричной арматурой:

Проверку прочности прямоугольных сечений с несимметричной арматурой производят из условия (8), определяя высоту сжатой зоны по формуле:

$$\chi = \frac{N + R_s A_s - R_{sc} A'_s}{R_b b} \quad (11)$$

при этом если $\frac{\chi}{h_0} < \xi_R$, высоту сжатой зоны корректируют, вычисляя:

$$\chi = \frac{N + R_s A_s \frac{1 + \xi_R}{1 - \xi_R} - R_{sc} A'_s}{R_b b + \frac{2R_s A_s}{h_0(1 - \xi_R)}} \quad (12)$$

Решение задания.

Сбор нагрузок на железобетонную колонну:

Исходные данные:

Требуется собрать нагрузки на колонну первого этажа жилого дома. Колонна расположена 2/Б (рис.1). Размеры сечения колонны: $h=0,4$ м, $b=0,4$ м.

Собственный вес перекрытий и покрытия:

Пример расчета представлен в Практической работе №1. В рамках данной работы условно принимаются следующие нормативные и расчетные нагрузки на перекрытия и покрытие:

$$q_{пер}^H = 5,89 \text{ кН/м}^2; q_{пер}^P = 6,63 \text{ кН/м}^2 \quad (13)$$

$$q_{пок}^H = 7,0 \text{ кН/м}^2; q_{пок}^P = 8,1 \text{ кН/м}^2. \quad (14)$$

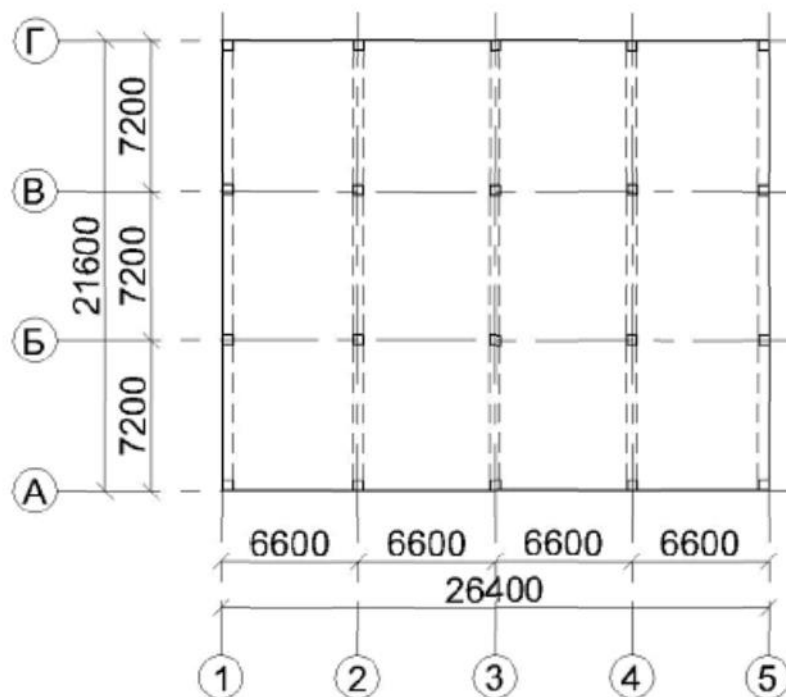


Рис. 1. План здания

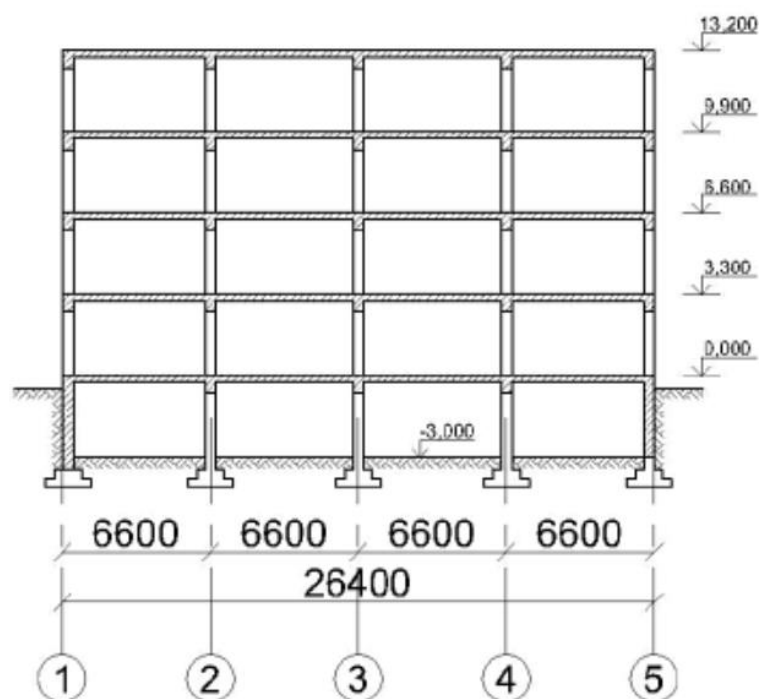


Рис. 2. Разрез здания

Расчет:

При расчете нагрузки на колонну от перекрытия или покрытия ее значение умножается на грузовую площадь. Для колонны среднего ряда (как в нашем случае) грузовая площадь равна $A = 6,6 \times 7,2 = 47,52 \text{ м}^2$.

Рассматриваемая нами колонна воспринимает нагрузки от трех перекрытий (на отм. 3,3; 6,6 и 9,9) и покрытия на отм. 13,2 (рис. 2). Тогда нагрузка от трех перекрытий составит:

$$N_1^H = q_{пер}^H A n = 5,89 \times 47,52 \times 3 = 839,68 \text{ кН}; \quad (15)$$

$$N_1^H = q_{пер}^H A n = 5,89 \times 47,52 \times 3 = 839,68 \text{ кН}; \quad (16)$$

$$N_1^H = q_{пер}^H A n = 5,89 \times 47,52 \times 3 = 839,68 \text{ кН}; \quad (17)$$

$$N_1^P = q_{пер}^P A n = 6,63 \times 47,52 \times 3 = 945,17 \text{ кН}. \quad (18)$$

Нагрузка от покрытия:

$$N_2^H = q_{покр}^H A = 7,0 \times 47,52 = 332,6 \text{ кН}; \quad (19)$$

$$N_2^P = q_{покр}^P A = 8,1 \times 47,52 = 385,0 \text{ кН}. \quad (20)$$

Собственный вес колонны:

$$N_3^H = 25 h b H \gamma_n = 25 \times 0,4 \times 0,4 \times 13,2 \times 0,95 = 50,2 \text{ кН}, \quad (21)$$

где 25 кН/м³ — объемный вес железобетона;

H = 13,2 м — высота колонны.

Коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_t = 1,1$, тогда расчетное значение составит:

$$N_3^P = N_3^H \gamma_t = 50,2 \times 1,1 = 55,2 \text{ кН}, \quad (22)$$

При расчете колонн, воспринимающих нагрузки от двух и более перекрытий, нормативные значения полезных нагрузок следует умножать на коэффициент сочетаний φ_3 или φ_4 ,

$$\varphi_3 = 0,4 + \frac{\phi - 0,4}{\sqrt{n}} = 0,4 + \frac{0,66 - 0,4}{\sqrt{3}} = 0,55 \quad (23)$$

При грузовой площади $A = 6,6 \times 7,2 = 47,52 \text{ м}^2$ и при $A = 47,52 \text{ м}^2 > A_1 = 9,0 \text{ м}^2$ для помещений коэффициент сочетания φ_1 определяется по формуле:

$$\varphi_1 = 0,4 + 0,6 / \sqrt{(A/A_1)} = 0,4 + 0,6 / \sqrt{(47,52/9,0)} = 0,66. \quad (24)$$

$$N_{1,P}^H = p_1^H A n \varphi_3 = 0,53 \times 47,52 \times 3 \times 0,55 = 41,56 \text{ кН}; \quad (25)$$

$$N_{1,P}^P = p_1^P A n \varphi_3 = 0,69 \times 0,52 \times 3 \times 0,55 = 54,1 \text{ кН}. \quad (26)$$

Снеговая нагрузка от покрытия:

Полезная нагрузка: кратковременная $v_{2H} = 1,26 \text{ кН/м}^2$; $v_{2P} = 1,76 \text{ кН/м}^2$; длительная $p_2^H = 0,88 \text{ кН/м}^2$; $p_2^P = 1,23 \text{ кН/м}^2$.

Тогда кратковременная нагрузка на колонну от снега составит:

$$N_{2,v}^H = v_{2H}A = 1,26 \times 47,52 = 59,88 \text{ кН}; \quad (27)$$

$$N_{2,v}^P = v_{2P}A = 1,76 \times 47,52 = 83,64 \text{ кН}. \quad (28)$$

То же длительная:

$$N_{2,p}^H = p_{2H}A = 0,88 \times 47,52 = 41,82 \text{ кН}; \quad (29)$$

$$N_{2,p}^P = p_{2P}A = 1,23 \times 47,52 = 58,45 \text{ кН}. \quad (30)$$

Нагрузка от перегородок:

Примем значения нагрузки от перегородок:

$$p_3^H = 0,5 \text{ кН/м}^2; p_3^P = 0,65 \text{ кН/м}^2.$$

Нагрузка от перегородок классифицируется как длительная.

Нагрузка на колонну от перегородок с трех этажей составит:

$$N_{3,p}^H = p_{3H}An = 0,5 \times 47,52 \times 3 = 71,28 \text{ кН}; \quad (31)$$

$$N_{3,p}^P = p_{3P}An = 0,65 \times 47,52 \times 3 = 92,66 \text{ кН}. \quad (32)$$

Запишем все полученные данные в таблицу 1.

Таблица 1

Сбор нагрузок на колонну 1-го этажа

Вид нагрузки	Норм. кН	Коэф. γ_t	Расч. кН
Постоянная нагрузка			
Перекрытия трех этажей	839,68		945,17
Покрытия	332,6		385,0
Собственный вес колонны	50,2		55,2
Всего:	1222,48		1385,37
Временная нагрузка			
<i>Полезная от трех перекрытий:</i>			
кратковременная $N_{1,v}$	117,61		152,9
длительная $N_{1,p}$	41,56		54,1
<i>Снег:</i>			
кратковременная $N_{2,v}$	59,88		83,64
длительная $N_{2,p}$	41,82		58,45

Перегородки от трех этажей (длительная) $N_{3,p}$	71,28		92,66
--	-------	--	-------

Поверочный расчет железобетонной колонны:

Исходные данные:

Колонна среднего этажа рамного каркаса с сечением размерами $b = 400$ мм, $h = 500$ мм; $a = a' = 40$ мм; тяжелый бетон класса В25 ($E_b = 30000$ МПа, $R_b = 14,5$ МПа); арматура класса А400 ($R_s = R_{sc} = 350$ МПа); площадь ее сечения $A_s = A'_s = 1232$ мм² (2Ø28); продольная сила и изгибающие моменты в опорном сечении: от вертикальных нагрузок: полная $N_v = 650$ кН, $M_v = 140$ кН·м, постоянных и длительных $N_l = 620$ кН, $M_l = 130$ кН·м; от ветровых нагрузок $N_h = 50$ кН, $M_h = 73$ кН·м; высота этажа $l = 6$ м.

Требуется проверить прочность опорного сечения колонны.

$h_0 = 500 - 40 = 460$ мм. Расчет ведем с учетом влияния прогиба. Поскольку рассматриваемое сечение опорное и колонна у этой опоры имеет податливую заделку, принимаем $\eta_v = 1,0$. Для вычисления коэффициента η_h принимаем расчетную длину колонны равной $l_0 = 1,2 \cdot 6 = 7,2$ м.

При этом $l_0 / h = 7,2 / 0,5 = 14,4 > 4$, т.е. учет прогиба обязателен.

Усилия от всех нагрузок равны $M = M_v + M_h = 140 + 73 = 213$ кН·м,

$N = N_v + N_h = 650 + 50 = 700$ кН. При этом $e_0 = \frac{M}{N} = \frac{213}{700} = 0,304$ м $> e_a =$

$h/30$, т.е. значение момента M не корректируем.

Определяем моменты M_l и M_{ll} относительно растянутой арматуры соответственно от полной нагрузки и от постоянных и длительных нагрузок:

$$M_l = M + N \frac{h_0 - a'}{2} = 213 + 700 \frac{0,46 - 0,04}{2} = 360 \text{ кН·м}; \quad (33)$$

$$M_{ll} = M_l + N_l \frac{h_0 - a'}{2} = 130 + 620 \frac{0,46 - 0,04}{2} = 260,3 \text{ кН·м}. \quad (34)$$

Тогда

$$\varphi_l = 1 + M_{ll} / M_l = 1 + 260,2 / 360 = 1,72. \quad (6)$$

$$\mu\alpha = \frac{A_s + A'_s}{bh} \times \frac{E_s}{E_b} = \frac{2 \cdot 1232 \cdot 2 \cdot 10^5}{400 \cdot 500 \cdot 3 \cdot 10^4} = 0,0821. \quad (7)$$

По формуле (5) определим жесткость D :

$$D = 3 \cdot 10^4 \cdot 400 \cdot 500^3 \left[\frac{0,0125}{1,72(0,3 + 0,608)} + 0,1750,0821 \left(\frac{460 - 40}{500} \right)^2 \right] \quad (5)$$

$$= 2,721 \cdot 10^{13} \text{ Н} \cdot \text{мм}^2.$$

Отсюда:

$$N_{cr} = \frac{3,14^2 \cdot 2,721 \cdot 10^{13}}{7200^2} = 5180830 \text{ Н} = 5181 \text{ кН}. \quad (3)$$

$$\eta_h = \frac{1}{1 - \frac{700}{5175}} = 1,156. \quad (2)$$

Расчетный момент с учетом прогиба определяем по формуле (1), принимая $M_t = 0,0 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

$$M = M_v \eta_v + M_h \eta_h + M_t = 140 + 84,4 = 222,4 \text{ кН} \cdot \text{м} \quad (1)$$

Проверяем прочность сечения:

$$\alpha_n = \frac{700000}{14,5 \cdot 400 \cdot 460} = 0,262 < \xi_R = 0,533 \quad (10)$$

Следовательно, $x = \alpha_n h_0 = 0,262 \cdot 460 = 120,7 \text{ мм}$.

$$M \leq R_b b x (h_0 - 0,5x) + (R_{sc} A'_s - N / 2) (h_0 - a') = 14,5 \cdot 400 \cdot 120 (460 - 120,7 / 2) + (350 \cdot 1232 - 700000 / 2) \cdot (460 - 40) = 313,88 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} = 313,9 \text{ кН} \cdot \text{м} > M = 224,4 \text{ кН} \cdot \text{м} \quad (8)$$

Коэффициент использования:

$$K_{\text{и}} = \frac{224,4}{313,9} = 0,71 \quad (35)$$

Вывод: несущая способность внецентренно сжатой железобетонной колонны обеспечена, коэффициент использования $K_{\text{и}} = 0,71$.

Задания для самостоятельного решения.

Таблица 2

Таблица соответствия выбора варианта:

I – предпоследняя цифра, II – последняя цифра номера зачетки

II I	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
1	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
2	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
3	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
4	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
5	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
6	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
7	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
8	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
9	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10

Тип перекрытия определяется в соответствии с таблицами 9-10 практической работы №1.

Таблица 3

Исходные данные для выполнения работы

Вариант	Тип покрытия/тип перекрытия	Габариты сечения колонны		Класс бетона	Армирование плиты перекрытия		Продольные силы, кН	Изгибающие моменты, кН·м	Высота этажа, м
		Габариты сечения $b \times h$, мм	$a = a'$, мм		$A_s = A'_s$	Класс			
1	1/8	300×300	20	B15	2Ø28	A500	580/550/35	90/80/45	2,8
2	2/7	350×300	25	B20	3Ø28	A500	600/580/30	100/90/52	2,9
3	3/6	400×300	30	B25	2Ø14	A600	670/630/55	150/140/82	3,0
4	4/5	400×350	35	B30	3Ø14	A400	610/590/40	110/100/62	3,1
5	5/4	400×400	40	B35	2Ø16	A400	710/680/80	200/190/100	3,2

Вариант	Тип покрытия/тип перекрытия	Габариты сечения колонны		Класс бетона	Армирование плиты перекрытия		Продольные силы, кН	Изгибающие моменты, кН·м	Высота этажа, м
		Габариты сечения $b \times h$, мм	$a = a'$, мм		$A_s = A'_s$	Класс			
6	6/3	350×350	20	B15	3Ø16	A240	650/630/60	150/140/72	3,3
7	7/2	450×450	25	B20	2Ø18	A400	580/550/35	90/80/45	3,4
8	8/1	450×400	30	B25	3Ø18	A800	600/580/30	100/90/52	3,5
9	9/8	300×450	35	B30	2Ø20	A400	670/630/55	150/140/82	3,6
10	10/7	350×450	40	B35	3Ø28	A500	610/590/40	110/100/62	3,7
11	11/6	300×300	20	B15	2Ø14	A600	710/680/80	200/190/100	3,8
12	12/5	350×300	25	B20	3Ø14	A400	580/550/35	90/80/45	3,9
13	13/4	400×300	30	B25	2Ø16	A400	600/580/30	100/90/52	4,0
14	14/3	400×350	35	B30	3Ø16	A240	670/630/55	150/140/82	4,1
15	15/2	400×400	40	B35	2Ø18	A400	610/590/40	110/100/62	4,2
16	16/1	350×350	20	B15	3Ø18	A800	710/680/80	200/190/100	4,3
17	17/8	450×450	25	B20	2Ø20	A400	650/630/60	150/140/72	4,4
18	18/7	450×400	30	B25	3Ø20	A500	580/550/35	90/80/45	4,5
19	17/6	300×450	35	B30	2Ø22	A400	600/580/30	100/90/52	4,6
20	16/5	350×450	40	B35	3Ø22	A800	670/630/55	150/140/82	4,7
21	15/4	300×300	20	B15	2Ø25	A600	610/590/40	110/100/62	4,8
22	14/3	350×300	25	B20	3Ø25	A240	710/680/80	200/190/100	4,9
23	13/2	400×300	30	B25	2Ø28	A240	650/630/60	150/140/72	5,0
24	12/1	400×350	35	B30	3Ø28	A400	580/550/35	90/80/45	3,7
25	11/8	400×400	40	B35	2Ø32	A400	600/580/30	100/90/52	3,8
26	10/7	350×350	20	B15	3Ø32	A500	670/630/55	150/140/82	3,9
27	9/6	450×450	25	B20	3Ø28	A500	610/590/40	110/100/62	4,0
28	8/5	450×400	30	B25	2Ø14	A240	710/680/80	200/190/100	4,1
29	7/4	300×450	35	B30	3Ø14	A240	650/630/60	150/140/72	4,2
30	6/3	350×450	40	B35	2Ø16	A400	610/590/40	110/100/62	4,6

Практическое занятие №4. Сбор нагрузок и поверочный расчет металлической колонны.

Методические указания к выполнению задания.

При выполнении практической работы необходимо выполнить следующие расчеты:

- сбор нагрузок на металлическую колонну;
- поверочный расчет металлическую колонны.

Условие задания.

Вариант исходных данных определяется по таблице 3. Используя исходные данные предоставленные в таблице 4, выполнить сбор нагрузок на металлическую колонну и поверочный расчет металлической колонны.

Указания к выполнению.

При выполнении работы необходимо выполнить расчеты в указанной последовательности, используя материалы лекционных занятий, а также СП 16.13330.2011 «Стальные конструкции», СП 20.13330.2016 «Нагрузки и воздействия».

Расчет стальных конструкций следует выполнять с учетом назначения конструкций, условий их изготовления, транспортирования, монтажа и эксплуатации, а также свойств материалов.

В расчетных схемах должны быть учтены деформационные характеристики опорных закреплений, оснований и фундаментов.

За расчетную температуру в районе строительства следует принимать температуру наружного воздуха наиболее холодных суток обеспеченностью 0,98, определенную согласно СП 131.13330.

Расчетная технологическая температура устанавливается заданием на разработку строительной части проекта.

Расчетные схемы и основные предпосылки расчета должны отражать действительные условия работы стальных конструкций.

Рассматриваются следующие расчетные модели несущих конструкций:

- отдельные конструктивные элементы (например, растянутые и сжатые стержни, балки, стойки и колонны сплошного сечения и др.);
- плоские или пространственные системы, раскрепленные (несвободные - рисунок 1, а); систему следует считать раскрепленной, если конструкция раскрепления не менее чем в 5 раз уменьшает горизонтальные перемещения системы; расчет таких конструкций может быть выполнен путем расчета отдельных элементов с учетом их взаимодействия между собой и с основанием;
- плоские или пространственные системы, нераскрепленные (свободные - рисунок 1, б); при расчете таких конструкций, наряду с проверкой отдельных элементов, следует учитывать возможность достижения предельного состояния системы в целом;
- листовые конструкции (оболочки вращения).

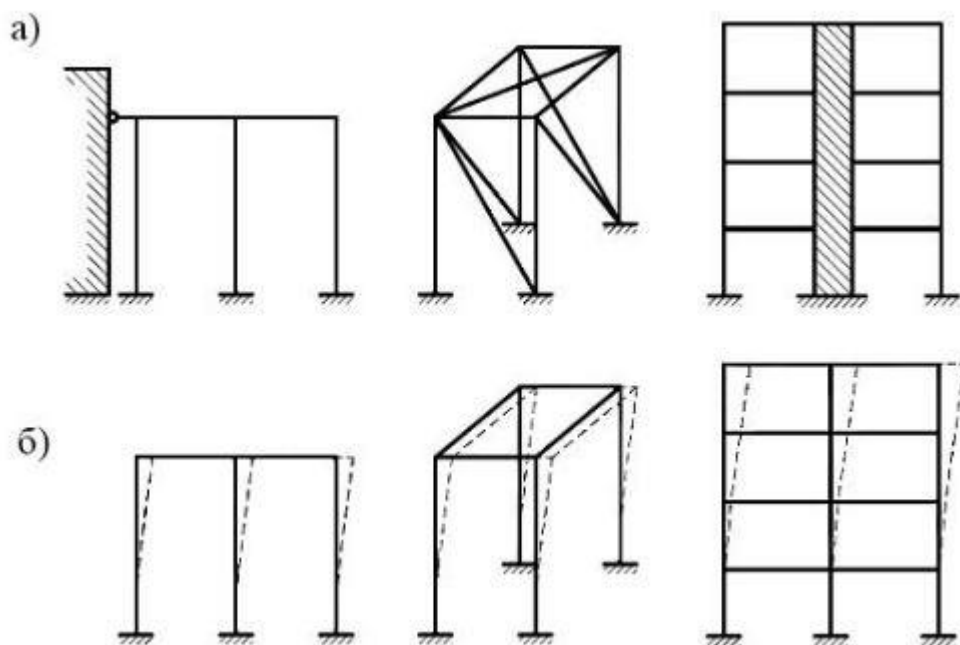


Рис. 1 - Схемы систем раскрепленных (а) и не раскрепленных от перемещений (б)

Пространственные стальные конструкции следует, как правило, рассчитывать как единые системы с учетом факторов, определяющих напряженное и деформированное состояние, особенности взаимодействия элементов конструкций между собой и с основанием, геометрической и физической нелинейности, свойств материалов и грунтов.

Допускается выполнять проверку устойчивости стержневых конструкций (в том числе пространственных) с использованием сертифицированных вычислительных комплексов как идеализированных систем в предположении упругих деформаций стали.

Оценку общей устойчивости каркаса допускается производить по недеформированной схеме для каркасов рамной (с жесткими узлами ригелей с колоннами), рамно-связевой (рамный каркас с вертикальными диафрагмами жесткости или жесткими вставками) или связевой (безригельный каркас или с нежесткими узлами ригелей с колоннами) систем, которые имеют в своем составе продольные и поперечные рамы и связи.

В рамно-связевой или в связевой системах, когда узлы связевого блока не совпадают с узлами каркаса, расчет следует выполнять по деформированной схеме (с учетом геометрической нелинейности системы).

Решение задания.

Поверочный расчет металлической колонны:

Исходные данные:

Две металлические стойки, объединенные связями, высотой 6 м изготовлены из двутавров № 27в по ОСТ 10016-39 ($A=60 \text{ см}^2$, $W_x=509 \text{ см}^3$, $i_x=10,7 \text{ см}$, $d=10,5 \text{ мм}$, $t=13,7 \text{ мм}$) (рис. 1).

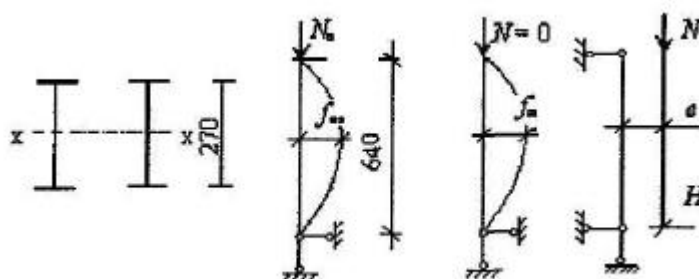


Рис. 2. Расчетные схемы и сечение стоек

Расчетное сопротивление материала 200 МПа. Расчетная нагрузка на одну стойку $F_I=460 \text{ кН}$.

Обследование показало, что имеется искривление стойки до стрелки $f_{из}=5$ см и равномерный по поперечному сечению коррозионный износ с глубиной проникновения коррозии $\Delta^*=2$ мм.

Расчетную площадь поперечного сечения при равномерном коррозионном износе A_{ef} определяем по формуле:

$$A_{ef} = (1 - K_{SA} \cdot \Delta^*) A_o = (1 - 4,2(10,5 + 13,7) \cdot 2) \cdot 60 = 40,17 \text{ см}^2, \quad (1)$$

где A_o – площадь поперечного сечения элемента без учета коррозии; K_{SA} – коэффициент слитности сечения, равный отношению периметра, контактирующего со средой, к площади поперечного сечения (K_S равен: $2/t$ – для уголков; $1/t$ – для замкнутых профилей; $4(t+d)$ для швеллеров и двутавров, здесь t и d – толщины полки и стенки соответственно в мм).

Момент сопротивления определим по формуле:

$$W_{ef} = (1 - K_{SW} \cdot \Delta^*) W_o = (1 - 0,22 \cdot 2) 509 = 285 \text{ см}^3, \quad (2)$$

где W_o – момент сопротивления сечения без учета коррозионных повреждений; K_{SW} – коэффициент изменения момента сопротивления вследствие коррозионного износа (по табл. 1 $K_{SW}=0,22$).

Таблица 1

Коэффициенты K_{SW}, K_{SA} для различных прокатных профилей, мм

Швеллеры ГОСТ 8240-72*			Двутавры ГОСТ 8239-72*			Двутавры широкополочные ТУ 14-2224-72*		
Номер профиля	K_{SW}	K_{SA}	Номер профиля	K_{SW}	K_{SA}	Номер профиля	K_{SW}	K_{SA}
12	0,29	0,27	20	0,26	0,24	20ш	0,33	0,27
14	0,28	0,26	22	0,25	0,23	23ш	0,29	0,27
16	0,27	0,25	24	0,24	0,21	23ш2	0,2	0,18

Швеллеры ГОСТ 8240-72*			Двутавры ГОСТ 8239-72*			Двутавры широкополочные ТУ 14-2224-72*		
16а	0,25	0,24	27	0,23	0,2	26ш	0,25	0,25
18	0,26	0,25	27а	0,22	0,2	30ш	0,22	0,21
20	0,25	0,24	30	0,22	0,2	35ш	0,2	0,18
22	0,24	0,23	30а	0,21	0,19	40ш	0,17	0,16
24	0,23	0,22	36	0,18	0,16	50ш	0,17	0,16
27	0,22	0,2	40	0,17	0,15	60ш	0,16	0,15
30	0,21	0,19	50	0,15	0,13	70ш	0,15	0,14
36	0,18	0,17	60	0,13	0,11	-	-	-

Приведенное значение радиуса инерции i_{ef} ,

$$i_{ef} = \sqrt{W_{ef} \cdot h / 2 / A_{ef}} = \sqrt{285 \cdot 13,5 / 40,17} = 9,79 \text{ см.} \quad (3)$$

Вычисляем условную гибкость λ :

$$\lambda = (H / i_{ef}) \sqrt{R / E} = (600 / 9,79) \sqrt{200 / 2,1 \cdot 10^5} = 1,89, \quad (4)$$

где H – расчетная высота стойки; R – расчетное сопротивление стали; E – модуль упругости стали ($E=2,1 \cdot 10^5$ МПа).

Напряжение σ_1 в стойке:

$$\sigma_1 = F / A_{ef} = 460 / 40,17 = 11,45 \text{ кН} / \text{см}^2 = 114,5 \text{ МПа.} \quad (5)$$

Коэффициент ψ_o :

$$\psi_o = 1 - 0,1 \lambda^2 \sigma_1 / R = 1 - 0,1 \cdot 1,89^2 \cdot 114,5 / 200 = 0,795. \quad (6)$$

Стрелку искривления стержня в незагруженном состоянии f_o определим по формуле:

$$f_o = \psi_o x f_{из} = 0,795 \cdot 5 = 3,98 \text{ см.} \quad (7)$$

Относительный эксцентриситет m_f :

$$m_f = f_o \cdot A_{ef} / W_{ef} = 3,98 \cdot 40,17 / 285 = 0,56. \quad (8)$$

Коэффициент влияния формы сечения η :

$$\begin{aligned} \eta &= (1,75 - 0,1 \cdot m_f) - 0,02(5 - m_f) \cdot \lambda = \\ &= (1,75 - 0,1 \cdot 0,56) - 0,02(5 - 0,56) \cdot 1,89 = 1,52. \end{aligned} \quad (9)$$

Коэффициент перехода K от стрелки искривления к эквивалентному эксцентриситету определяем по формуле:

$$K = 0,82 + 0,1\sqrt{3 \cdot m_f / \lambda} = 0,82 + 0,1\sqrt{1,52 \cdot 0,56 / 1,89} = 0,75, \quad (10)$$

откуда приведенный эксцентриситет m_{ef} :

$$m_{ef} = K \cdot \eta \cdot m_f = 0,75 \cdot 1,52 \cdot 0,56 = 0,64. \quad (11)$$

По табл. 2 при $\lambda=1,89$ и $m_{ef}=0,64$ имеем коэффициент внецентренного сжатия $\varphi_{вн}=0,604$.

Таблица 2

Коэффициенты для проверки устойчивости внецентренно-сжатых
сплошностенчатых стержней в плоскости действия момента, совпадающей с
плоскостью симметрии

Условная гибкость, λ	Коэффициенты $\varphi_{вн}$ при приведенном относительном эксцентриситете m_{ef}												
	0,1	0,25	0,5	0,75	1,0	1,25	1,5	1,75	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0
0,5	967	922	850	782	722	669	620	577	538	469	417	370	337
1,0	925	854	778	711	653	600	563	520	484	427	382	341	307
1,5	875	804	716	647	593	548	507	470	439	388	347	312	283
2,0	813	742	653	587	536	496	457	425	397	352	315	286	260
2,5	742	672	587	526	480	442	410	383	357	317	287	262	238
3,0	667	597	520	465	425	395	365	342	320	287	260	238	217
3,5	587	522	455	408	375	350	325	303	287	258	233	216	198
4,0	505	447	394	356	330	309	289	270	256	232	212	197	181

4,5	418	382	342	310	288	272	257	242	229	208	192	178	165
5,0	354	326	295	273	253	239	225	215	205	188	175	162	150
5,5	302	280	256	240	224	212	200	192	184	170	158	148	138
6,0	258	244	223	210	198	190	178	172	166	153	145	137	128
6,5	223	213	196	185	176	170	160	155	149	140	132	125	117
7,0	194	186	173	163	157	152	145	141	136	127	121	115	108
8,0	152	146	138	133	128	121	117	115	113	106	100	095	091
9,0	122	117	112	107	103	100	098	096	093	088	085	082	079
10,0	100	097	093	091	090	085	081	080	079	075	072	070	069
11,0	083	079	077	076	075	073	071	069	068	063	062	061	060
12,0	069	067	064	063	062	060	059	059	058	055	054	053	052
13,0	062	061	054	053	052	051	051	050	049	049	048	048	047
14,0	052	049	049	048	048	047	047	046	045	044	043	043	04

Продолжение таблицы 2

Условная гибкость	Коэффициенты $\varphi_{\text{вн}}$ при приведенном относительном эксцентриситете m_{ef}												
	4,5	5,0	5,5	6,0	6,5	7,0	8,0	9,0	10,0	12,0	14,0	17,0	20,0
0,5	307	280	260	237	222	210	183	164	150	125	106	090	077
1,0	283	259	240	225	209	196	175	157	142	121	103	086	074
1,5	262	240	223	207	195	182	163	148	134	114	099	082	070
2,0	240	222	206	193	182	170	153	138	125	107	094	079	067
2,5	220	204	190	178	168	158	144	130	118	101	090	076	065
3,0	202	187	175	166	156	147	135	123	112	097	086	073	063
3,5	183	172	162	153	145	137	125	115	106	092	082	069	060
4,0	168	158	149	140	135	127	118	108	098	088	078	066	057
4,5	155	146	137	130	125	118	110	101	093	083	075	064	055
5,0	143	135	126	120	117	111	103	095	088	079	072	062	053
5,5	132	124	117	112	108	104	095	089	084	075	069	060	051
6,0	120	115	109	104	100	096	089	084	079	072	066	057	049
6,5	112	106	101	097	094	089	083	080	074	068	062	054	047

7,0	102	098	094	091	087	083	078	074	070	064	059	052	045
8,0	087	083	081	078	076	074	068	065	062	057	053	047	041
9,0	075	072	069	066	065	064	061	058	055	051	048	043	038
10,0	065	062	060	059	058	057	055	052	049	046	043	039	035
11,0	057	055	053	052	051	050	048	046	044	040	038	035	032
12,0	051	050	049	048	047	046	044	042	040	037	035	032	029
13,0	045	044	043	042	041	041	039	038	037	035	033	030	027
14,0	041	040	040	039	039	038	037	036	036	034	032	029	026
Примечания: 1. Значения коэффициентов $\varphi_{\text{вн}}$ в таблице увеличены в 1000 раз. 2. Значения $\varphi_{\text{вн}}$ принимать не выше значений φ .													

Напряжения в колонне σ с учетом коррозии и искривления:

$$\sigma = F / \varphi_{\text{вн}} \cdot A_{\text{ef}} = 460 / 0,604 \cdot 40,17 = 18,96 \text{ кН} / \text{см}^2 = 189,6 \text{ МПа} > 2000,9 = 180 \text{ МПа}. \quad (12)$$

Вывод: Стойка перенапряжена, и ее необходимо усилить.

Задания для самостоятельного решения.

Таблица 3

Таблица соответствия выбора варианта:

I – предпоследняя цифра, II – последняя цифра номера зачетки

II I	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
1	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
2	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
3	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
4	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
5	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
6	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
7	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
8	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
9	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10

Таблица 4

Исходные данные для выполнения работы

Вариант	№ профиля	Площадь попереч ного сечения, А, см ²	W_{xc} м ³	i_x	Расчетное сопротивле ние, R, МПа	Расчетная нагрузка F_1	Высота колонн ы, м
1	Дв. 20а	35,5	237	8,15	200	195	4
2	Дв. 20в	39,5	250	7,96	200	200	4
3	Дв. 22а	42	309	8,99	200	230	4
4	Дв. 22в	46,4	325	8,78	200	240	3,5
5	Дв. 24а	47,7	381	9,77	200	260	3,5
6	Дв. 24в	52,6	400	9,57	200	300	3,5
7	Дв. 27а	54,6	485	10,9	200	350	3,8
8	Дв. 30а	61,2	597	12,1	200	480	3,8
9	Дв. 30в	67,2	627	11,8	200	510	3,2
10	Дв. 30с	73,2	657	11,6	200	550	3,2

Вариант	№ профиля	Площадь попереч ного сечения, $A, \text{см}^2$	$W_{x,c}$ м^3	i_x	Расчетное сопротивле ние, R, МПа	Расчетная нагрузка F_1	Высота колонн ы, м
11	Дв. 33а	68,1	721	13,2	200	610	3,3
12	Дв. 33в	74,7	757	12,9	200	660	3,3
13	Дв. 33с	81,3	794	12,7	200	700	3,0
14	Дв. 36а	76,3	875	14,4	200	730	3,0
15	Дв. 36в	83,5	919	14,1	200	750	3,7
16	Дв. 36с	90,7	962	13,8	200	770	3,7
17	Дв. 22в	46,4	325	8,78	200	240	3,5
18	Дв. 27а	54,6	485	10,9	200	330	3,8
19	Дв. 30с	73,2	657	11,6	200	470	3,2
20	Дв. 20а	35,5	237	8,15	200	180	4
21	Дв. 24в	52,6	400	9,57	200	230	3,5
22	Дв. 24а	47,7	381	9,77	200	240	3,5
23	Дв. 30а	61,2	597	12,1	200	510	3,8
24	Дв. 30в	67,2	627	11,8	200	470	3,2
25	Дв. 22а	42	309	8,99	200	210	4
26	Дв. 22в	46,4	325	8,78	200	220	3,5
27	Дв. 24а	47,7	381	9,77	200	290	3,5
28	Дв. 24в	52,6	400	9,57	200	280	3,5
29	Дв. 27а	54,6	485	10,9	200	300	3,8
30	Дв. 33с	81,3	794	12,7	200	650	3,0

Практическое занятие №5. Сбор нагрузок и поверочный расчет металлической балки покрытия.

Методические указания к выполнению задания.

При выполнении практической работы необходимо выполнить следующие расчеты:

- сбор нагрузок на металлическую балку покрытия;
- поверочный расчет металлическую покрытия.

Условие задания.

Вариант исходных данных определяется по таблице 2. Используя исходные данные предоставленные в таблице 3, выполнить сбор нагрузок на металлическую балку покрытия и поверочный расчет металлической балки покрытия.

Указания к выполнению.

Сбор нагрузок на металлическую балку покрытия необходимо выполнить в соответствии с практической работой №1.

При выполнении работы необходимо выполнить расчеты в указанной последовательности, используя материалы лекционных занятий, а также СП 16.13330.2011 «Стальные конструкции», СП 20.13330.2016 «Нагрузки и воздействия».

В настоящее время большое распространение получили прокатные балки. Они используются для перекрытия малых и средних пролетов. Ограниченность в их использовании связана с ограниченностью имеющегося сортамента. В сравнении с составными прокатные балки более металлоемки за счет увеличенной толщины стенки, но менее трудоемки в изготовлении и более надежны в эксплуатации. За исключением опорных зон и зон приложения значительных сосредоточенных сил, стенки прокатных балок не требуется укреплять ребрами жесткости. Отсутствие сварных швов в областях контакта полок со стенкой существенно уменьшает концентрацию напряжений и снижает уровень начальной дефектности.

По статической схеме балки могут быть однопролетными (разрезными), многопролетными (неразрезными) и консольными. Статические схемы балок приведены на рис.1. Чаще применяются однопролетные балки, так как они наиболее просты в изготовлении и удобны для монтажа. Однако по расходу металла они менее выгодны чем неразрезные и консольные. Многопролетные (неразрезные) балки благодаря наличию опорного момента, уменьшающего пролетные моменты, более экономичны по расходу материала. Правда, не смотря на очевидные преимущества с точки зрения расхода материала, неразрезные системы обладают большой чувствительностью к изменениям температуры и осадкам опор, что значительно осложняет расчет и требует проведения дополнительных конструктивных мероприятий.

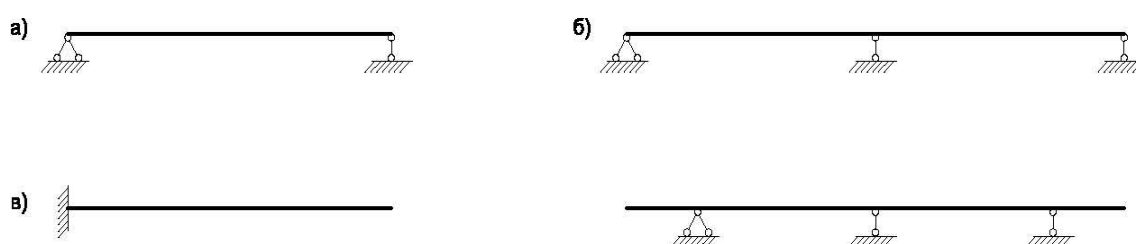


Рис.1. Статические схемы балок:

а – однопролетная; б – многопролетная (два и более пролетов); в – консольная

В строительной практике наиболее часто применяются балки двутаврового сечения, это обусловлено тем, что в таком сечении распределение материала наилучшим образом соответствует распределению нормальных напряжений возникающих от изгиба балки. Реже применяют балки из швеллера. Иногда применяются составные сечения, состоящие из двух и более элементов. Возможные случаи составных сечений приведены на рис. 2.

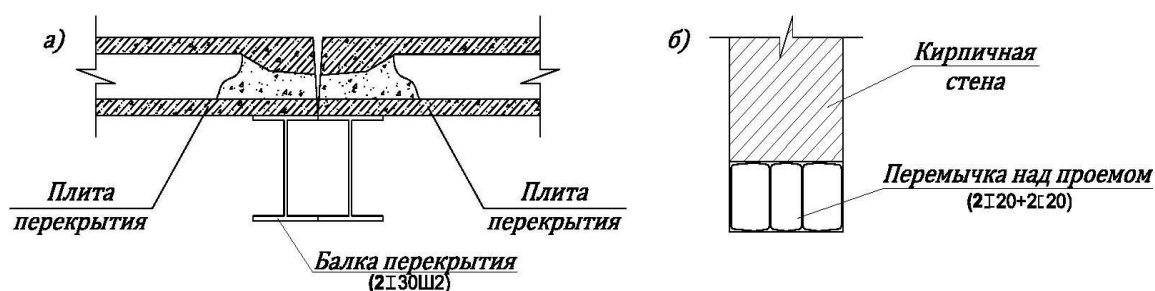


Рис.2. Составные сечения: а – из двух элементов; б – из четырех элементов

На рис. 3 изображена схема расположения металлических балок перекрытия с привязками балок и указанием расчетного пролета (в данном примере пролет определяется следующим образом $L_p = \frac{a}{2} + \frac{a}{2} + L_0 = \frac{250}{2} + \frac{250}{2} + 6250 = 6500\text{мм} = 6.5\text{м}$). Железобетонное перекрытие опирается на стены по осям 1 и 2, и на балки Б1 и Б2. Зная привязку балок, можем определить величину грузовой полосы с которой на балки Б1 и Б2 передается равномерно распределенная по площади нагрузка $q_{\text{кв}} \left(\frac{\text{кН}}{\text{м}^2} \right)$ в виде равномерно распределенной погонной нагрузки $q_{\text{пог}} \left(\frac{\text{кН}}{\text{м}} \right)$, величина грузовой полосы для Б1:

$$b_1 = \frac{2000\text{мм}}{2} + \frac{3000\text{мм}}{2} = 2500\text{мм} = 2.5\text{м},$$

величина грузовой полосы для Б2: $b_2 = \frac{3000\text{мм}}{2} + \frac{3000\text{мм}}{2} = 3000\text{мм} = 3\text{м}.$

При равных пролетах и одинаковых нагрузках, действующих на квадратный метр перекрытия, в наиболее невыгодных условиях, оказывается балка с наибольшей величиной грузовой полосы. В приводимом примере в наихудших условиях оказывается балка Б2, так как $b_1 < b_2$.

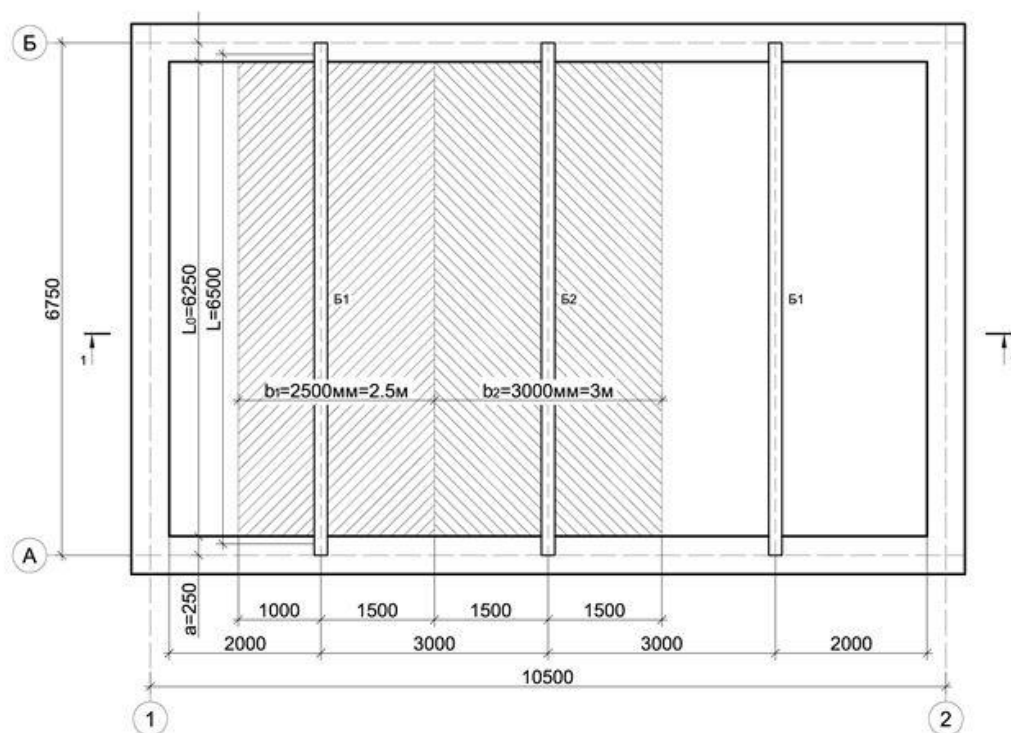


Рис.3. Схема расположение металлических балок перекрытия

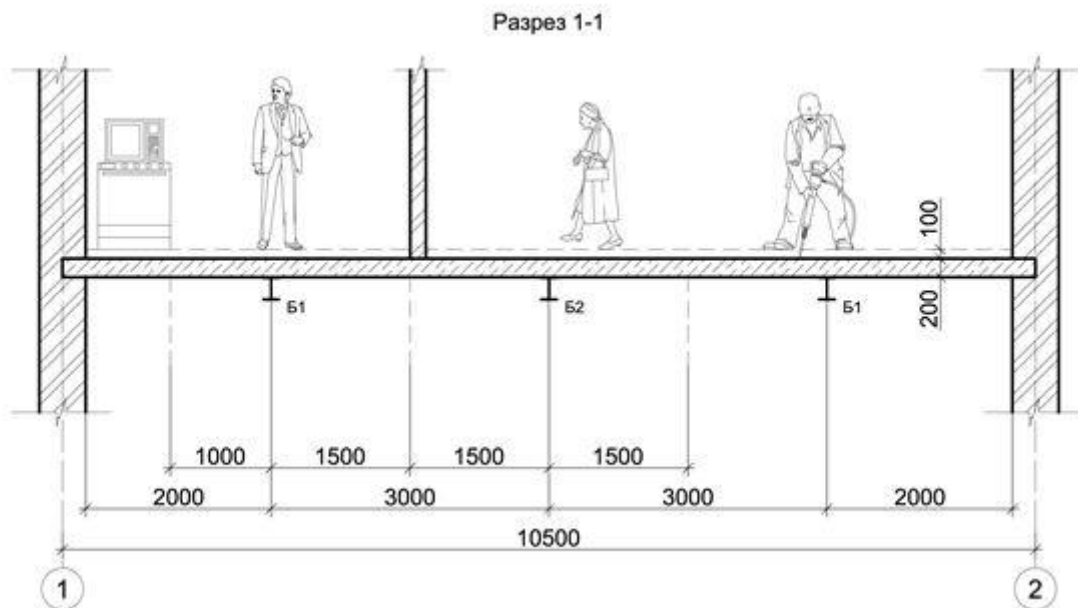


Рис.4. Разрез 1-1, расположение металлических балок перекрытия

Расчёт начинают с анализа предполагаемой конструктивной схемы сооружения или его фрагмента. В результате формируется расчётная схема балки с указанием типов, мест приложения и интенсивности нагрузок. Далее определяют расчётные усилия в форме изгибающих моментов.

Проверка прочности прокатных балок, работающих упруго и изгибаемых в одной из главных плоскостей, производится по изгибающему моменту по формуле:

$$\sigma = M / W_n \leq R_y y_c \quad (1)$$

- где M – действующий на балку изгибающий момент,

W - момент сопротивления сечения,

R_y – расчетное сопротивление изгибу,

y_c – коэффициент условия работ

Необходимо найти максимальную линейную распределенную нагрузку на балку. Для этого нам нужно собрать всю нагрузку на балку и найти изгибающий момент:

$$M = \frac{q \cdot l^2}{8} \quad (2)$$

-где l – расчетный пролет балки

q – линейная распределенная нагрузка и вычисляется по формуле:

$$q = g \cdot B \quad (3)$$

g – распределенная нагрузка на стальную балку

B – ширина грузовой полосы

Расчет на жесткость стальной балки перекрытия

Проверка второго предельного состояния (обеспечение условий для нормальной эксплуатации сооружения) ведется путем ограничения прогиба балки от действия нормальных нагрузок при допущении упругой работы материала. Полученный относительный прогиб является мерой жесткости балки; он не должен превышать нормативного, зависящего от значения балки, т.е.

$$f < [f],$$

- где f – прогиб шарнирно-опертого изгибаемого элемента постоянного,

$[f]$ -допустимый прогиб

Для однопролетной балки, нагруженной равномерно распределенной нагрузкой, проверку прогиба следует проводить по формуле:

$$f = \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot J} < [f] \quad (4)$$

- где q - распределенная нагрузка на стальную балку, l – расчетный пролет балки, E – модуль упругости материала, J - момент инерции.

В зависимости от назначения, условий работы и наличия сварных соединений конструкции следует подразделять на четыре группы. При расчете конструкций и соединений следует учитывать:

коэффициенты надежности по ответственности γ_n , принимаемые согласно требованиям СП 20.13330;

коэффициент надежности $\gamma_u = 1,3$ для элементов конструкций, рассчитываемых на прочность с использованием расчетных сопротивлений R_u ;

коэффициенты условий работы элементов конструкций и соединений γ_c , γ_{c1} и γ_b .

Таблица 1

Элементы конструкций	Коэффициенты условий работы γ_c
1 Балки сплошного сечения и сжатые элементы ферм перекрытий под залами театров, клубов, кинотеатров, под трибунами, под помещениями магазинов, книгохранилищ и архивов и т.п. при временной нагрузке, не превышающей вес перекрытий	0,90
2 Колонны общественных зданий при постоянной нагрузке, равной не менее 0,8 расчетной, и опор водонапорных башен	0,95
3 Колонны одноэтажных производственных зданий с мостовыми кранами	1,05
4 Сжатые основные элементы (кроме опорных) решетки составного таврового сечения из двух уголков в сварных фермах покрытий и перекрытий при расчете на устойчивость указанных элементов с гибкостью $\lambda > 60$	0,80
5 Растянутые элементы (затяжки, тяги, оттяжки, подвески) при расчете на прочность по неослабленному сечению	0,90
6 Элементы конструкций из стали с пределом текучести до 440 Н/мм ² , несущие статическую нагрузку, при расчете на прочность по сечению, ослабленному отверстиями для болтов (кроме фрикционных соединений)	1,10

7 Сжатые элементы решетки пространственных решетчатых конструкций из одиночных уголков, прикрепляемые одной полкой (для неравнополочных уголков - большей полкой):	
а) непосредственно к поясам сварными швами либо двумя болтами и более, установленными вдоль уголка: раскосы по рисунку 15, а и распорки по рисунку 15, б, в, е	0,90
раскосы по рисунку 15, в, г, д, е.	0,80
б) непосредственно к поясам одним болтом или через фасонку независимо от вида соединения	0,75
8 Сжатые элементы из одиночных уголков, прикрепляемых одной полкой (для неравнополочных уголков - меньшей полкой), за исключением элементов плоских ферм из одиночных уголков и элементов, указанных в позиции 7 настоящей таблицы, раскосов по рисунку 15, б, прикрепляемых непосредственно к поясам сварными швами либо двумя болтами и более, установленными вдоль уголка, и плоских ферм из одиночных уголков.	0,75
9 Опорные плиты из стали с пределом текучести до 390 Н/мм, несущие статическую нагрузку, толщиной, мм:	
а) до 40	1,20
б) св. 40 до 60	1,15
в) " 60 " 80	1,10

Решение задания.

Поверочный расчет металлической балки покрытия:

Исходные данные:

При обследовании здания необходимо было выполнить расчет металлической балки на прочность и устойчивость. Геометрические параметры металлической балки: $l = 870$ см, $B = 3,1$ м, $h = 600$ мм. Силовые параметры: $g = 730.5$ кг/м², момент сопротивления $W = 2560$ см³, момент инерции $J = 76806$ см⁴. Дополнительные факторы: вид профиля - двутавр №60, материал балки – сталь С245, расчетное сопротивление изгибу $R_y = 2350$ кг/см², Коэффициент условий работы $\gamma_c = 0,9$, допустимый прогиб $[f] = 4,35$ см.

1. Необходимо вычислить линейную распределенную нагрузку, действующую на металлическую балку перекрытия:

$$q = g \cdot B = 730.5 \cdot 3.1 = 22.6 \text{ кг / см} \quad (3)$$

где, g – распределенная нагрузка на стальную балку;

B – ширина грузовой полосы ;

2. Определить фактический изгибающий момент, действующий в сечении балки:

$$M = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{22.6 \cdot 870^2}{8} = 2142547 \text{ кг} \cdot \text{см} \quad (2)$$

где, l – расчетный пролет балки

3. Проверка прочности прокатных балок, работающих упруго и изгибаемых в одной из главных плоскостей, производится по изгибающему моменту по формуле:

$$\sigma = \frac{M}{W_n} \leq R_y \gamma_c = \frac{2142547}{2560} \leq 2350 \cdot 0,9 = 837 \leq 2115 \quad (1)$$

где, M – действующий на балку изгибающий момент;

W - момент сопротивления сечения;

R_y – расчетное сопротивление изгибу;

u_c – коэффициент условия работ.

Для однопролетной балки, нагруженной равномерно распределенной нагрузкой, проверку прогиба следует проводить по формуле:

$$f = \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot J} < [f] = \frac{5 \cdot 22.6 \cdot 870^4}{384 \cdot 2060000 \cdot 76806} < [4.35] = 1.1 < 4.35 \quad (4)$$

- где q - распределенная нагрузка на стальную балку, l – расчетный пролет балки, E – модуль упругости материала, J - момент инерции.

Вывод: Несущая способность балки обеспечена, условие прочности металлической балки покрытия выполняется, коэффициент использования $K_n=0,4$. Условие жесткости однопролетной металлической балки покрытия выполняется.

Задания для самостоятельного решения.

Таблица 2

Таблица соответствия выбора варианта:

I – предпоследняя цифра, II – последняя цифра номера зачетки

II I	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
1	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
2	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
3	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
4	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
5	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
6	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
7	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
8	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
9	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10

Таблица 3

Исходные данные для выполнения работы

Вариант	№ профиля	Расчетный пролет балки l, см	Ширина грузовой полосы B, м	Пирог покрытия (см. практическую работу №1)	Материал балки
1	Дв. 26Б1	7,0	3	Тип 1	C245
2	Дв. 30Б2	8,5	4,1	Тип 2	C245
3	Дв. 35Б1	6	2,5	Тип 3	C245
4	Дв. 35Б2	7,5	2,8	Тип 4	C245
5	Дв. 45Б2	5,5	2,3	Тип 5	C235
6	Дв. 45Б1	6,5	3,3	Тип 6	C235
7	Дв. 30Ш1	8,5	4,1	Тип 7	C235
8	Дв. 30Ш2	8,9	3,8	Тип 8	C235
9	Дв. 40Ш1	6,7	3,0	Тип 9	C235
10	Дв. 40Ш2	5,8	2,0	Тип 10	C245

Вариант	№ профиля	Расчетный пролет балки l, см	Ширина грузовой полосы В, м	Пирог покрытия (см. практическую работу №1)	Материал балки
11	Дв. 30Б1	7,7	2,4	Тип 11	C245
12	Дв. 40Б1	7,1	2,8	Тип 12	C245
13	Дв. 40Б2	6,2	2,7	Тип 13	C245
14	Дв. 35Ш1	5,8	2,1	Тип 14	C245
15	Дв. 35Ш2	8,6	3,8	Тип 15	C245
16	Шв. № 30	6,3	3,5	Тип 16	C245
17	Шв. № 33	7,0	3	Тип 17	C245
18	Шв. № 36	8,5	4,1	Тип 18	C245
19	Шв. № 40	6	2,5	Тип 1	C245
20	Шв. 30 П	7,5	2,8	Тип 2	C245
21	Шв. 33 П	5,5	2,3	Тип 3	C235
22	Шв. 36 П	6,5	3,3	Тип 4	C235
23	Шв. 40 П	8,5	4,1	Тип 5	C235
24	2 Шв. № 27	8,9	3,8	Тип 6	C235
25	2 Шв. № 24	6,7	3,0	Тип 7	C235
26	2 Шв. 27 П	5,8	2,0	Тип 8	C245
27	2 Шв. 24 П	7,7	2,4	Тип 9	C245
28	Шв. № 36	7,1	2,8	Тип 10	C245
29	Шв. № 40	6,2	2,7	Тип 11	C245
30	Шв. 40 П	5,8	2,1	Тип 12	C245

Практическое занятие №6. Сбор нагрузок и поверочный расчет клеёной деревянной балки перекрытия.

Методические указания к выполнению задания.

При выполнении практической работы необходимо выполнить следующие расчеты:

- сбор нагрузок на деревянную балку перекрытия;
- поверочный расчет деревянной балки перекрытия.

Условие задания.

Вариант исходных данных определяется по таблице 11. Используя исходные данные предоставленные в таблице 12, выполнить сбор нагрузок на деревянную балку перекрытия и поверочный расчет деревянной балки перекрытия.

Указания к выполнению.

При выполнении работы необходимо выполнить расчеты в указанной последовательности, используя материалы лекционных занятий, а также СП 64.13330.2017 «Деревянные конструкции», СП 20.13330.2016 «Нагрузки и воздействия».

Деревянные конструкции (далее ДК) подразделяют (классифицируют) по основным признакам: функциональному назначению, условиям эксплуатации, сроку службы.

При проектировании ДК следует руководствоваться требованиями СП 70.13330, предусматривать их защиту от увлажнения, биоповреждения, от коррозии (для конструкций, эксплуатируемых в условиях агрессивных сред) в соответствии с нормами по проектированию защиты строительных конструкций от коррозии СП 28.13330, от воздействия огня в случае пожара, а также с учетом сейсмических воздействий при строительстве в сейсмических районах согласно СП 14.13330.

ДК должны удовлетворять требованиям расчета по несущей способности (1-я группа предельных состояний) и по деформациям, не препятствующим

нормальной эксплуатации (2-я группа предельных состояний), с учетом характера и длительности действия нагрузок.

ДК следует проектировать с учетом особенностей изготовления, а также условий их эксплуатации, транспортирования и монтажа.

ДК в условиях постоянного или периодического длительного нагрева допускается применять, если температура окружающего воздуха не превышает 50°C. Для конструкций из клееной древесины (далее - КДК) температура выше 35°C допускается при относительной влажности воздуха не менее 50%.

Долговечность ДК должна быть обеспечена конструкционными мерами в соответствии с указаниями раздела 9 и, в необходимых случаях, защитной обработкой, предусматривающей их предохранение от увлажнения, биоповреждения и возгорания.

Для изготовления ДК следует применять древесину преимущественно хвойных пород. Древесину твердых лиственных пород следует использовать для нагелей, подушек и других деталей.

Примечание - Для конструкций деревянных опор воздушных линий электропередачи следует применять древесину сосны и лиственницы, а для конструкций опор линий электропередачи напряжением 35 кВ и менее, за исключением элементов стоек и приставок, заглубленных в грунт, и траверс, допускается применять древесину ели и пихты.

Качество древесины, используемой для элементов несущих ДК, должно соответствовать дополнительным требованиям.

Прочность древесины соответствующих сортов или классов прочности должна быть не ниже нормативных сопротивлений.

В зависимости от температурно-влажностных условий эксплуатации (классов условий эксплуатации) следует предъявлять требования к максимальным значениям эксплуатационной влажности древесины и учитывать зависимость ее прочности от этих значений.

В конструкциях из цельной древесины, эксплуатируемых в условиях классов эксплуатации 2, 3 и 4, когда усушка древесины не вызывает расстройств или увеличения податливости соединений, допускается применять древесину с влажностью не более 40% при условии ее защиты от гниения.

Таблица 1

Класс условий эксплуатации		Эксплуатационная влажность древесины, %	Максимальная относительная влажность воздуха при температуре 20°C, %
1 (сухой)	1а	Не более 8	40
	1б	Не более 10	50
2 (нормальный)		Не более 12	65
3 (влажный)		Не более 15	75
4 (мокрый)	4а	Не более 20	85
	4б	Более 20	Более 85
Примечания 1 Допускается в качестве "эксплуатационной" принимать "равновесную" влажность древесины. 2 Допускается кратковременное превышение максимальной влажности в течение 2-3 нед. в году.			

Древесина нагелей, вкладышей и других деталей должна быть прямослойной, без сучков и других пороков, влажность древесины не должна превышать 12%. Такие детали из древесины малостойких в отношении загнивания пород (береза, бук) следует подвергать антисептированию.

Величину сбега круглых лесоматериалов при расчете элементов конструкций следует принимать равной 0,8 см на 1 м длины, а для лиственницы - 1 см на 1 м длины.

Древесину слоистую из клееного шпона (LVL) используют в строительстве для несущих конструкций в основном из однонаправленного шпона и для несущих ограждающих конструкций, когда часть слоев шпона расположена в перпендикулярном направлении.

Для конструкций клееных фанерных следует применять фанеру марки ФСФ, а также бакелизованную фанеру марки ФБС.

Плотность древесины, включая клееную, фанеры и материала из однонаправленного шпона, для определения собственного веса конструкций при расчете.

Другие клеи, не перечисленные в таблице 2, допускается использовать при условии, что их свойства и долговечность будут соответствовать требованиям, предъявляемым к типам клея

Таблица 2

Тип кле я	Склеивае мый материал	Класс функциональ ного назначения А.1.	Класс условий эксплуатаци и (таблица 1)	Примеры клеев
1	Древесина, древесные плитные материалы	1-3	1-4	На основе резорцин- фенолформальдегидных смол или меламина с предварительным перемешиванием компонентов
2		16-3	1-3	На основе меламина с

				раздельным нанесением компонентов на склеиваемые поверхности
3		26-3	1,2	На основе карбамидных смол, двухкомпонентные ЭПИ клеи повышенной водостойкости, полиуретановые
4	Древесин а с металлом	1-3	1-3	На основе эпоксидных смол

Для стальных элементов деревянных конструкций следует применять стали в соответствии с СП 16.13330 и арматурные стали в соответствии с СП 63.13330.

В соединениях элементов конструкций, эксплуатируемых в условиях агрессивной по отношению к стали среды, следует использовать коррозионностойкие стали, алюминиевые сплавы, стеклопластики, древесно-слоистые пластики ДСПБ, а также древесину твердых лиственных пород.

Для конструкций на вклеенных стержнях следует использовать стержни периодического профиля класса А400-600 и стержни из круглой стали, алюминиевых сплавов, арматуры класса А240 с нарезкой на всю глубину вклеивания.

В композитных конструкциях из ДК и бетона (приложение Л) используют следующие материалы: ДК, бетон тяжелый классов В20 и выше, вклеенные арматурные стержни, в соответствии с положениями приложения Ж.

Для защитной обработки ДК материалы следует выбирать в соответствии с положениями СП 28.13330.

Расчетные сопротивления древесины сосны, ели и лиственницы европейской отсортированной по сортам, следует определять по формуле: $R^p = R^A m_{\text{дл}} \cdot \Pi_{\text{м}} \cdot \Pi_{\text{с}}$, где R^A - расчетное сопротивление древесины, МПа, приведенное в таблице 3, влажностью 12% для режима нагружения А, согласно таблице 4, в сооружениях 2-го класса функционального назначения, согласно приложению А, при сроке эксплуатации не более 50 лет; $m_{\text{дл}}$ - коэффициент длительной прочности, соответствующий режиму длительности загрузки (таблица 4); $\Pi_{\text{м}}$ - произведение коэффициентов условий работы.

Расчетные сопротивления для других пород древесины устанавливают путем умножения величин, приведенных в таблице 3, на переходные коэффициенты m_n , указанные в таблице 5.

Таблица 3

Напряженное состояние и характеристика элементов	Расчетное сопротивление, МПа, для сортов древесины			
	Обозначение	1	2	3
1 Изгиб, сжатие и смятие вдоль волокон:	$R_{\text{и}}^A, R_{\text{с}}^A, R_{\text{см}}^A$			
а) элементы прямоугольного сечения высотой не более 50 см. При высоте сечения более 50 см.		21	19,5	13
б) элементы прямоугольного сечения шириной от 11 до 13 см при высоте сечения от 11 до 50 см		22,5	21	15
в) элементы прямоугольного сечения шириной более 13 см при высоте сечения от 13 до 50 см		24	22,5	16,5

г) элементы из круглых лесоматериалов без врезок в расчетном сечении		-	24	15
2 Растяжение вдоль волокон:	R_p^A			
а) элементы из цельной древесины		15	10,5	-
б) клееные элементы		18	13,5	-
3 Сжатие и смятие по всей площади поперек волокон	$R_{с90}^A R_{см90}^A$	2,7	2,7	2,7
4 Смятие поперек волокон местное:	$R_{см90}^A$			
а) в опорных частях конструкций, лобовых врубках и узловых примыканиях элементов		4,5	4,5	4,5
б) под шайбами при углах смятия от 90 до 60°		6	6	6
5 Скалывание вдоль волокон:	$R_{ск}^A$			
а) при изгибе элементов из цельной древесины		2,7	2,4	2,4
б) при изгибе клееных элементов		2,4	2,25	2,25
в) в лобовых врубках для максимального напряжения		3,6	3,2	3,2
г) местное в клеевых соединениях для максимального напряжения		3,2	3,2	3,2

6 Скалывание поперек волокон в соединениях:	$R_{ск90}^A$			
а) элементов из цельной древесины		1,5	1,2	0,9
б) клееных элементов		1,05	1,05	0,9
7 Растяжение поперек волокон элементов из клееной древесины	R_{R90}^A	0.23	0.15	0.12
8 Срез под углом к волокнам 45°	R_{cp45}^A	9	7,5	6
Срез под углом к волокнам 90°	R_{cp90}^A	16,5	13,5	12
Примечания. 1 Расчетное сопротивление изгибу для элементов настила и обрешетки под кровлю из древесины 3-го сорта следует принимать равным 19,5 МПа				

Таблица 4

Обозначение режимов нагружения	Характеристика режимов нагружения	Приведенное расчетное время действия нагрузки, с	Коэффициент длительной прочности $m_{дл}$
А	Линейно возрастающая нагрузка при стандартных машинных испытаниях	1-10	1,0
Б	Совместное действие постоянной и длительной временной нагрузок, напряжение от которых превышает 80% полного	10^8 - 10^9	0,53

	напряжения в элементах конструкций от всех нагрузок		
В	Совместное действие постоянной, длительной временной нагрузок и нагрузок от людей на перекрытия жилых и общественных зданий	10^6 - 10^7	0,66
Г	Совместное действие постоянной и кратковременной снеговой нагрузок	10^6 - 10^7	0,66
Д	Совместное действие постоянной и кратковременной ветровой нагрузок или постоянной и кратковременных снеговой и ветровой нагрузок	10^3 - 10^4	0,8
Е	Совместное действие постоянной и монтажной нагрузок	10^3 - 10^4	0,8
Ж	Совместное действие постоянной и сейсмической нагрузок	10 - 10^2	0,92
И	Действие импульсивных и	10^{-1} - 10^{-8}	1,1

	ударных нагрузок		
К	Совместное действие постоянной и кратковременной снеговой нагрузок в условиях пожара	10^3-10^4	0,8
Л	Для опор воздушных линий электропередачи - гололедная, монтажная, ветровая при гололеде, от тяжения проводов при температуре ниже среднегодовой	10^4-10^5	0,75
М	Для опор воздушных линий электропередачи - при обрыве проводов и тросов	$10^{-1}-10^{-2}$	1,0

Таблица 5

Древесная порода	Коэффициент m_n для расчетных сопротивлений		
	растяжению, изгибу, сжатию и смятию вдоль волокон $R_p, R_u,$ R_c, R_{cm}	сжатию и смятию поперек волокон $R_{c90},$ R_{cm90}	Скалывани ю $R_{ск}$
Хвойные:			
1 Лиственница, кроме	1,2	1,2	1

европейской			
2 Кедр сибирский, кроме кедра Красноярского края	0,9	0,9	0,9
3 Кедр Красноярского края	0,65	0,65	0,65
4 Пихта	0,8	0,8	0,8
Твердые лиственные:			
5 Дуб	1,3	2	1,3
6 Ясень, клен, граб	1,3	2	1,6
7 Акация	1,5	2,2	1,8
8 Береза, бук	1,1	1,6	1,3
9 Вяз, ильм	1	1,6	1
Мягкие лиственные			
10 Ольха, липа, осина, тополь	0,8	1	0,8
Примечания. Коэффициенты m_n , указанные в таблице, для конструкций опор воздушных линий электропередачи, изготавливаемых из не пропитанной антисептиками лиственницы, умножаются на коэффициент 0,85.			

Таблица 6

Условие эксплуатации (таблица 1)	1А и 1	2	3	4
Коэффициент m_B	1	0,9	0,85	0,75

конструкций, эксплуатируемых при установившейся температуре воздуха ниже плюс 35°C, — коэффициент $m_T=1$; при температуре плюс 50°C – коэффициент $m_T=0,8$. Для промежуточных значений температуры коэффициент принимают по интерполяции;

изгибаемых, внецентренно сжатых, сжато-изгибаемых и сжатых клееных элементов прямоугольного сечения высотой более 50 см значения расчетных сопротивлений изгибу и сжатию вдоль волокон – коэффициент m_b , указанный в таблице 7:

Таблица 7

Высота сечения, см	50 и менее	60	70	80	100	120 и более
Коэффициент m_b	1	0,96	0,93	0,90	0,85	0,8

растянутых элементов с ослаблением в расчетном сечении и изгибаемых элементов из круглых лесоматериалов с подрезкой в расчетном сечении – коэффициент $m_o=0,8$;

элементов, подвергнутых глубокой пропитке антипиренами под давлением, — коэффициент $m_a=0,9$;

изгибаемых, внецентренно сжатых, сжато-изгибаемых и сжатых клееных деревянных элементов, в зависимости от толщины слоев, значения расчетных сопротивлений изгибу, скалыванию и сжатию вдоль волокон — коэффициент $m_{сд}$, указанный в таблице 8:

Таблица 8

Толщина слоя, мм	10 и менее	19	26	33	42
Коэффициент m_b	1,2	1,1	1,05	1,0	0,95

гнутых элементов конструкций значения расчетных сопротивлений растяжению, сжатию и изгибу — коэффициент $m_{гн}$, указанный в таблице 9:

Таблица 9

Напряженное	Обозначение	Коэффициент $m_{гн}$ при отношении
-------------	-------------	------------------------------------

состояние	расчетных сопротивлений	r_k/a			
		150	200	250	500 и более
Сжатие и изгиб	R_c, R_{ti}	0,8	0,9	1	1
Растяжение	R_p	0,6	0,7	0,8	1
Примечание — r_k — радиус кривизны гнутой доски или бруска; a — толщина гнутой доски или бруска в радиальном направлении.					

в зависимости от срока службы – коэффициент $m_{c,c}$, указанный в таблице 10:

Таблица 10

Вид напряженного состояния	Значение коэффициента $m_{c,c}$ при сроке службы сооружения		
	≤ 50 лет	75 лет	100 лет и более
Изгиб, сжатие, смятие вдоль и поперек волокон древесины	1,0	0,9	0,8
Растяжение и скалывание вдоль волокон древесины	1,0	0,85	0,7
Растяжение поперек волокон древесины	1,0	0,8	0,5
Примечание — Значение коэффициента $m_{c,c}$ для промежуточных сроков службы сооружения принимаются по линейной интерполяции.			

Решение задания.

Поверочный расчет деревянной балки перекрытия:

Исходные данные:

Проверим сечение балки междуэтажного перекрытия при расчетной нагрузке на 1 м балки $q=3,87$ кН/м и сечения балки из бруса 8х24 см.

Пролет балки 6 м.

1. Необходимо вычислить

$$W = b \cdot h^2 / 6 = 8 \cdot 24^2 / 6 = 768 \text{ см}^3; \quad (1)$$

$$I = b \cdot h^3 / 12 = 8 \cdot 24^3 / 12 = 9216 \text{ см}^4. \quad (2)$$

Определим максимальный изгибающий момент M :

$$M = 0,125 \cdot q \cdot l^2 = 0,125 \cdot 3,87 \cdot 6^2 = 17,42 \text{ кНм}. \quad (3)$$

Напряжения в балке σ определим по формуле:

$$\sigma = M / W = 174200 / 768 = 226,8 \text{ кг} / \text{см}^2 = 22,68 \text{ МПа} > 12 \text{ МПа} \quad (4)$$

Вывод: Сечение балки не подходит. Необходимо ее усиление.

Задания для самостоятельного решения.

Таблица 11

Таблица соответствия выбора варианта:

I – предпоследняя цифра, II – последняя цифра номера зачетки

II \ I	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
1	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
2	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
3	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
4	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
5	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
6	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
7	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
8	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
9	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10

Таблица 12

Исходные данные для выполнения работы

Вариант	Расчетная нагрузка q , кН/м	Сечение балки, см		Пролет балки, м
		b	h	
1	3,5	5	20	5,0
2	3,1	6	30	7,0
3	2,7	4,5	25	8,0
4	2,9	4	25	4,0
5	2,6	5,5	20	5,3
6	3,5	6	30	4,8
7	3,8	4	25	5,3
8	4,1	5	20	4,1
9	2,1	4,5	25	5,7

Вариант	Расчетная нагрузка q , кН/м	Сечение балки, см		Пролет балки, м
		b	h	
10	2,8	5,5	20	6,0
11	2,7	6	30	4,2
12	2,9	6	30	3,7
13	2,6	4,5	25	3,9
14	3,5	4	25	6,1
15	3,8	5,5	20	6,6
16	4,1	6	30	4,3
17	2,1	4	25	4,4
18	2,8	5	20	5,1
19	2,7	6	30	8,1
20	2,9	4,5	25	1,4
21	2,6	6	30	1,5
22	3,5	4,5	25	1,4
23	3,8	4	25	1,0
24	3,8	5,5	20	5,0
25	4,1	6	30	7,0
26	2,1	4	25	8,0
27	2,8	6	30	4,0
28	2,7	4,5	25	5,3
29	2,9	4	25	4,8
30	2,6	5,5	20	5,3

Практическое занятие №7. Расчет усиления железобетонного ленточного фундамента.

Методические указания к выполнению задания.

При выполнении практической работы необходимо выполнить расчет усиления железобетонного ленточного фундамента.

Условие задания.

Вариант исходных данных определяется по таблице 1. Используя исходные данные предоставленные в таблице 2, выполнить расчет усиления железобетонного ленточного фундамента.

Указания к выполнению.

При выполнении работы необходимо выполнить расчеты в указанной последовательности, используя материалы лекционных занятий, а также СП 63.13330.2018 «Бетонные и железобетонные конструкции», СП 20.13330.2016 «Нагрузки и воздействия», СП 22.13330.2016 «Основания зданий и сооружений», СП 50-101-2004 «Проектирование и устройство оснований и фундаментов зданий и сооружений».

Расчет усиления ленточного фундамента:

Одним из способов усиления ленточных фундаментов является их уширение с двух сторон железобетонными элементами (рис. 1). Для того, чтобы эти новые участки включились в работу, над ними вводят траверсы — двухконсольные балки, заделанные на мелкозернистом бетоне в кирпичные стены. Предварительно над существующим фундаментом в стенах пробивают отверстия с шагом 1...1,5 м, через которые заводят траверсы. Их выполняют из спаренных швеллеров или двутавров.

Пример расчета:

Исходные данные:

Ширина b существующего фундамента 100 см, расчетное сопротивление грунта $R = 200$ кПа, шаг траверс 1 м. После усиления фундамент должен воспринимать нагрузку $F = 300$ кН/м.

Расчет:

Поскольку фундамент ленточный, рассчитываем участок фундамента длиной $l = 100$ см.

Требуемая ширина подошвы фундамента равна:

$$b_1 = F / (l \cdot R) = 300 / (100 \cdot 200) = 150 \text{ см.} \quad (1)$$

Ширина полос уширения d фундамента с каждой стороны:

$$d = 0,5 \cdot (b_1 - b) = 0,5 \cdot (150 - 100) = 25 \text{ см.} \quad (2)$$

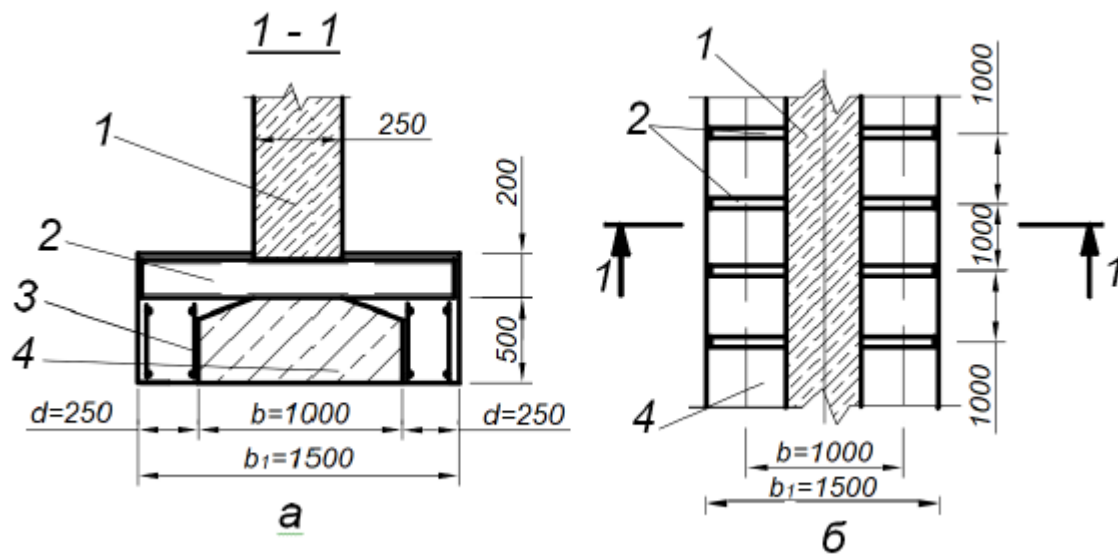


Рис. 1. Усиление ленточного фундамента: а — сечение 1-1; б — фрагмент плана усиленного фундамента; 1 - кирпичная стена; 2 - траверса из двух швеллеров;

3 — каркасы дополнительных фундаментных полос из бетона; 4 - существующий фундамент

Нагрузка, воспринимаемая фундаментом от реактивного давления грунта $\sigma_{гр} = R_{гр} = 200$ кПа на ширину $d = 25$ см и длину $l = 100$ см, равную шагу траверс:

$$F_d = \sigma_{гр} \cdot d \cdot l = 200 \cdot 0,25 \cdot 1,0 = 50 \text{ кН.} \quad (3)$$

Эта нагрузка будет восприниматься каждой консолью траверсы и вызывать в ней изгибающий момент:

$$M_d = F_d \cdot l_1 = 50 \cdot 0,625 = 31,25 \text{ кНм,} \quad (4)$$

где $l_1 = (b_1 - \delta) / 2 = (1,5 - 0,25) / 2 = 0,625$ м.

Принимаем сечение траверсы из двух швеллеров. Требуемый момент сопротивления W_{mp} равен:

$$W_{mp} = M_d / R = 312500 / 2350 = 133 \text{ см}^3, \quad (5)$$

где R — расчетное сопротивление стали ВСт3пс.

Принимаем траверсу из двух швеллеров № 14:

$$2W_x = 2 \cdot 70,2 = 140,4 > 133 \text{ см}^3. \quad (6)$$

Новые полосы фундамента шириной d работают как неразрезные железобетонные балки. Они воспринимают реактивное давление на грунт и опираются сверху в траверсы.

Расчетный момент в этих балках равен:

$$M = q_{ep} \cdot l^2 / 12 = 50 \cdot 100^2 / 12 = 41700 \text{ кг} \cdot \text{см} = 417 \text{ кН} \cdot \text{м}, \quad (7)$$

где $q_{ep} = \sigma_{гр} \cdot d = 2 \cdot 25 = 50 \text{ кг/см}$, l — шаг траверс.

Задаем высоту фундамента 50 см и защитный слой бетона до рабочей арматуры 70 мм, арматуру Ø10 мм класса А-400.

Имеем рабочую высоту сечения балок $h_0 = 50 - 7 - 0,5 = 42,5 \text{ см}$.

Требуемое сечение арматуры класса А-400 при $R_s = 3750 \text{ кг/см}^2$:

$$A_s = M / 0,8 h_0 \cdot R_s = 41700 / 0,8 \cdot 42 \cdot 3750 = 0,33 \text{ см}^2. \quad (8)$$

По конструктивным соображениям при $d \geq 150 \text{ мм}$ принимаем два каркаса с верхней и нижней арматурой из Ø8 мм класса А-400, поперечные стержни арматуры из Ø6 мм класса А-240 с шагом 250 мм.

Задания для самостоятельного решения.

Таблица 1

Таблица соответствия выбора варианта:

I – предпоследняя цифра, II – последняя цифра номера зачетки

II \ I	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
1	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
2	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
3	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
4	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
5	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
6	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
7	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
8	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
9	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10

Таблица 2

Исходные данные для выполнения работы

Вариант	Ширина фундамента b , мм	Толщина стены δ , мм	Шаг траверс, м	Расчетное сопротивление грунта R , кПа	Нагрузка на фундамент $F1$, кН/м
1	1000	250	1,0	190	300
2	1100	380	1,1	200	350
3	1200	510	1,2	210	400
4	1300	640	1,3	220	750
5	1400	250	1,4	230	510
6	1500	380	1,5	240	570
7	1600	510	1,0	250	630
8	1700	640	1,1	260	700

Вариант	Ширина фундамента b , мм	Толщина стены δ , мм	Шаг траверс, м	Расчетное сопротивление грунта R , кПа	Нагрузка на фундамент $F1$, кН/м
9	1800	250	1,2	270	450
10	1900	380	1,3	280	500
11	2000	510	1,4	290	630
12	1000	640	1,5	190	820
13	1100	250	1,1	200	400
14	1200	380	1,2	210	500
15	1300	510	1,3	220	600
16	1400	640	1,4	230	620
17	1500	250	1,5	240	500
18	1600	380	1,3	250	600
19	1700	510	1,5	260	600
20	1800	640	1,4	270	700
21	1900	250	1,5	280	500
22	2000	380	1,4	290	600
23	1000	510	1,0	190	700
24	1100	640	1,1	200	800
25	1200	250	1,2	210	400
26	1300	380	1,3	220	500
27	1400	510	1,4	230	600
28	1500	640	1,5	240	750
29	1600	250	1,2	250	500
30	1700	380	1,5	260	850

Практическое занятие №8. Определение несущей способности отдельно стоящего фундамента под колонну.

Методические указания к выполнению задания.

При выполнении практической работы необходимо определить несущую способность отдельно стоящего фундамента под колонну.

Условие задания.

Вариант исходных данных определяется по таблице 5. Используя исходные данные предоставленные в таблице 6, определить несущую способность отдельно стоящего фундамента под колонну.

Указания к выполнению.

При выполнении работы необходимо выполнить расчеты в указанной последовательности, используя материалы лекционных занятий, а также СП 63.13330.2018 «Бетонные и железобетонные конструкции», СП 20.13330.2016 «Нагрузки и воздействия».

Последовательность выполнения работы:

1. Исходные данные принимаются согласно вариантам таблицы 5;
2. Определить давление на грунт:

$$P_{\text{гр}} = \frac{N}{A_f} \quad (1)$$

где N – продольная сила;

A_f – площадь фундамента.

3. Должно выполняться условие:

$$P_{\text{гр}} < P_0 \quad (2)$$

где P_0 – расчетное сопротивление грунта;

4. Определить соответствие рабочей высоты нижней ступени фундамента условию продавливания, поперечная сила будет равна:

$$Q_1 = 0,5(a - h - 2h_0) P_{\text{гр}} \quad (3)$$

где a – размер подошвы;

h – высота сечения колонны;

h_o – рабочая высота фундамента;

5. Определить минимальное поперечное усилие, воспринимаемое бетоном:

$$Q_b = \varphi_{b3}(1 + \varphi_f + \varphi_n)R_{bt}\gamma_{b2}b_{cm}h_o \quad (4)$$

где $\varphi_{b3} = 0.6$ для тяжелого бетона;

$\varphi_f = 0$ – для плит сплошного сечения;

$\varphi_n = 0$ – в виду отсутствия продольных сил;

R_{bt} – расчетное сопротивление бетона растяжению;

$\gamma_{b2} = 0.9$

b_{cm} - рабочая высота нижней ступени.

6. Должно выполняться условием:

$$Q_1 < Q_b \quad (5)$$

7. Определение расчетной продавливающей силы:

$$F = N \cdot 10^3 - A_{of} P_{гр} \cdot 10^{-1} \quad (6)$$

где $A_{of} = (h + 2h_o)$ - площадь основания пирамиды;

8. Определение расчета на продавливание выполняются по условию:

$$F \leq \varphi_b R_{bt} h_o U_m \quad (7)$$

где φ_b - коэффициент, принимаемый равным 1 для тяжелых бетонов,

$U_m = 4(h + h_o)$ - среднеарифметическое между параметрами верхнего и нижнего основания пирамиды;

Таблица 1

Сортамент арматуры

Диаметр арматуры, мм	Площадь поперечного сечения, см ²	Масса, кг/м
10	0,785	0,617
12	1,131	0,888
14	1,540	1,210

Диаметр арматуры, мм	Площадь поперечного сечения, см ²	Масса, кг/м
16	2,010	1,580
18	2,540	2,000
20	3,140	2,470
22	3,800	2,980
25	4,910	3,850
28	6,160	4,830
32	8,040	6,310
36	10,180	7,990
40	12,570	9,870

Таблица 2

Коэффициент φ_b при H/h								
H/h	6	8	10	12	14	16	18	20
φ_b	0,92	0,91	0,89	0,86	0,82	0,76	0,69	0,61

Примечания: Коэффициент φ_b при промежуточных величинах гибкостей определяется по интерполяции.

Таблица 3

Коэффициент φ_{sb} при H/h								
H/h	6	8	10	12	14	16	18	20
φ_{sb}	0,92	0,91	0,90	0,89	0,87	0,84	0,79	0,74

Примечания: Коэффициент φ_{sb} при промежуточных величинах гибкостей определяется по интерполяции.

Таблица 4

Класс арматуры	Значение расчетного сопротивления арматуры, МПа	
	Растяжению R_s	Сжатию R_{sc}
A240	210	210
A400	350	350
A500	435	435
A600	520	470
A800	695	500

Решение задания.

Пример расчета:

Исходные данные:

Габариты железобетонного фундамента стаканного типа $a=1,5\text{ м}$, $b=1,5\text{ м}$, $h=0,5\text{ м}$;

Расчетное сопротивление грунта $R=672\text{ кПа}$;

Защитный слой равен 4 см;

Средний вес грунта 20 кН/м^3 ;

Класс бетона В25;

Глубина заложения основания 1,5 м;

Продольная сила $N=1010\text{ кН}$;

Сечение колонны $0,5\times 0,5\text{ м}$;

Диаметр рабочей арматуры в колонне – 16 мм;

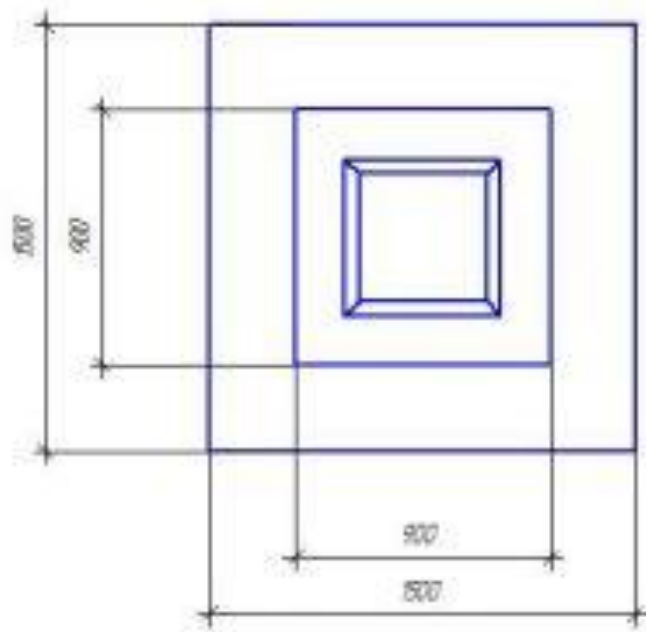


Рис. 1. Схема столбчатого фундамента

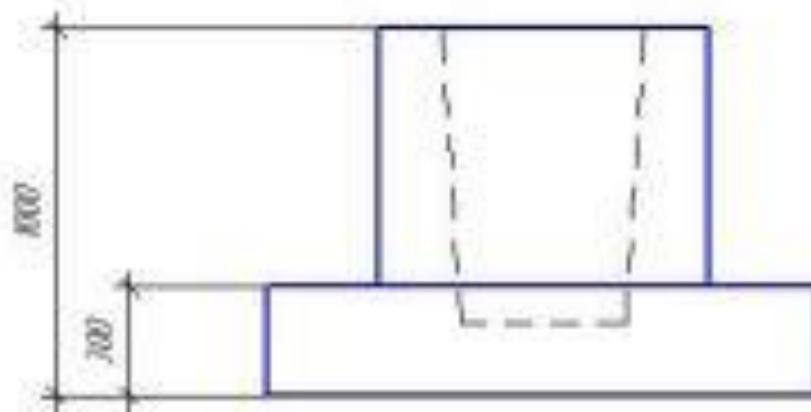


Рис. 2. Сечение столбчатого фундамента

Определение давление на грунт:

$$P_{гр} = \frac{N}{A_f} = \frac{1010}{2,25} = 449 \text{кПа} \quad (1)$$

где N – продольная сила;

A_f – площадь фундамента.

Проверка Условия:

$$449 \text{кПа} < 672 \text{кПа} \text{ – условие выполняется.} \quad (2)$$

где P_o – расчетное сопротивление грунта;

Определение соответствия рабочей высоты нижней ступени фундамента условию продавливания, поперечная сила будет равна:

$$Q_1 = 0,5(a - h - 2h_0)P_{гр} = 0,5(1,5 - 0,5 - 2 \cdot 0,96) \cdot 449 = -206 \text{ кН} < 0 \quad (3)$$

где $h_0 = H - a_3 = 100 - 4 = 96$ рабочая высота фундамента.

h – высота сечения колонны;

Определение минимального поперечного усилия, воспринимаемое бетоном:

$$Q_b = \varphi_{b3}(1 + \varphi_f + \varphi_n)R_{bt}\gamma_{b2}b_{cm}h_0 = 0,6(1 + 0 + 0) \cdot 1,05(100) \cdot 0,9 \cdot 26 \cdot 96 = 141523 \text{ Н} = 142 \text{ кН} \quad (4)$$

где $\varphi_{b3} = 0.6$ для тяжелого бетона;

$\varphi_f = 0$ – для плит сплошного сечения;

$\varphi_n = 0$ – в виду отсутствия продольных сил;

R_{bt} – расчетное сопротивление бетона растяжению;

$\gamma_{b2} = 0.9$

$b_{cm} = 300 - 40 = 260$ мм = 26 см – рабочая высота нижней ступени

Проверка условия:

$$-206 \text{ кН} < 142 \text{ кН} \text{ – условие выполняется.} \quad (5)$$

Определение расчетной продавливающей силы:

$$\begin{aligned} F &= N \cdot 10^3 - A_{of} P_{гр} \cdot 10^{-1} = \\ &= 1010 \cdot 10^3 - 58564 \cdot 449 \cdot 10^{-1} < 0 \end{aligned} \quad (6)$$

где $A_{of} = (h + 2h_0) = (50 + 2 \cdot 96)^2 = 58564 \text{ см}^2$ - площадь основания пирамиды.

Определение расчета на продавливание выполняются по условию:

$$F \leq \varphi_b R_{bt} h_0 U_m = 1 \cdot 1,05(100) \cdot 96 \cdot 584 = 5886,72 \cdot 10^3 \text{ Н} \quad (7)$$

где $\varphi_b = 1$ для тяжелых бетонов,

$U_m = 4(h + h_0) = 4(50 + 96) = 584 \text{ см}$ – среднеарифметическое между параметрами верхнего и нижнего основания пирамиды.

Вывод: условие на продавливание фундамента удовлетворяются.

Задания для самостоятельного решения.

Таблица 5

Таблица соответствия выбора варианта:

I – предпоследняя цифра, II – последняя цифра номера зачетки

II I	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
1	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
2	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
3	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
4	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
5	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
6	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
7	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
8	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
9	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10

Таблица 6

Исходные данные для выполнения работы

Вариант	Габариты фундамента $a \times b$, м, ($a=b$)	Глубина заложения основания, м	Класс бетона	Сечение колонны, м	Диаметр рабочей арматуры в колонне, мм	Продольная сила N, кН
1	1,5	1.4	B15	0.4x0.5	16	1000
2	2.0	1.5	B20	0.3x0.3	16	1050
3	1.7	1.6	B25	0.3x0.4	16	850
4	1.3	1.7	B30	0.4x0.4	16	800

Вариант	Габариты фундамента $a \times b$, м, ($a=b$)	Глубина заложения основания, м	Класс бетона	Сечение колонны, м	Диаметр рабочей арматуры в колонне, мм	Продольная сила N, кН
5	1.4	1.8	B35	0.4x0.5	16	850
6	2.1	1.9	B15	0.5x0.5	16	900
7	1,5	1.4	B25	0.4x0.5	16	1100
8	1.7	1.6	B20	0.3x0.4	16	900
9	2.1	1.9	B35	0.5x0.5	16	800
10	1.3	1.7	B30	0.4x0.4	16	800
11	1.4	1.8	B35	0.4x0.5	16	850
12	2.1	1.9	B15	0.5x0.5	16	900
13	1,5	1.4	B25	0.4x0.5	16	1100
14	1.7	1.6	B20	0.3x0.4	16	900
15	2.1	1.9	B35	0.5x0.5	16	800
16	1.3	1.7	B30	0.4x0.4	16	800
17	1.4	1.8	B35	0.4x0.5	16	850
18	1,5	1.4	B15	0.4x0.5	16	1000
19	2.0	1.5	B20	0.3x0.3	16	1050
20	1,5	1.4	B25	0.4x0.5	16	1100

Вариант	Габариты фундамента $a \times b$, м, $(a=b)$	Глубина заложения основания, м	Класс бетона	Сечение колонны, м	Диаметр рабочей арматуры в колонне, мм	Продольная сила N, кН
21	1.7	1.6	B20	0.3x0.4	16	900
22	2.1	1.9	B35	0.5x0.5	16	800
23	1.3	1.7	B30	0.4x0.4	16	800
24	1.7	1.6	B25	0.3x0.4	16	850
25	1.3	1.7	B30	0.4x0.4	16	800
26	2.0	1.5	B20	0.3x0.3	16	1050
27	1.4	1.8	B35	0.4x0.5	16	850
28	1,5	1.4	B15	0.4x0.5	16	1000
29	2.0	1.5	B20	0.3x0.3	16	1050
30	1.3	1.7	B30	0.4x0.4	16	800

Практическое занятие №9. Определение несущей способности железобетонной внецентренно сжатой колонны, усиленной методом наращивания.

Методические указания к выполнению задания.

При выполнении практической работы необходимо определить несущую способность железобетонной колонны, усиленной методом наращивания.

Условие задания.

Вариант исходных данных определяется по таблице 5. Используя исходные данные предоставленные в таблице 6, определить несущую способность колонны, усиленной методом наращивания.

Указания к выполнению.

При выполнении работы необходимо выполнить расчеты в указанной последовательности, используя материалы лекционных занятий, а также СП 63.13330.2018 «Бетонные и железобетонные конструкции», СП 20.13330.2016 «Нагрузки и воздействия».

Последовательность выполнения работы:

1. Исходные данные принимаются согласно вариантам таблицы 5;
2. Определить несущую способность колонны до реконструкции:

$$N_{нec} = \varphi(R_b A + R_{sc} A_s), \quad (1)$$

где φ – коэффициент, определяемый по формуле:

$$\varphi = \varphi_b + 2(\varphi_{sb} - \varphi_b)\alpha_s \leq \varphi_{sb}, \quad (2)$$

где φ_b и φ_{sb} – коэффициенты, принимаемые по таблицам 2 и 3 методом интерполяции.

$$\alpha_s = \frac{R_s A_s}{R_b A}, \quad (3)$$

где A – площадь сечения колонны $h \times b$, м;

R_s – расчетное сопротивление арматуры (см. табл. 4).

3. Проверка условия прочности колонны: $N_{нес} > N$ - прочность колонны достаточна; если неравенство не выполняется – требуется усиление колонны для восприятия нагрузки после реконструкции.

4. Конструирование железобетонной обоймы – определить принципиальную схему усиления. Рекомендуется усилить колонну железобетонной обоймой.

5. Определить суммарные размеры сечения колонны с учетом толщины обоймы 60 мм:

$$b_1 = h_1 = b + 2 \cdot 0,06 \text{ м}; \quad (4)$$

6. Определить площадь сечения продольной арматуры обоймы с учетом оптимального процента армирования для колонн $\mu=0,9\%$:

$$A_{s1} = 0,009 \cdot (h_1 \cdot b_1 - h \cdot b), \text{ м}; \quad (5)$$

7. Принять следующую схему армирования обоймы колонны - 8 стержней продольной арматуры (см. рис. 1., сечение 1-1 после усиления), определить фактическую площадь сечения арматуры (см. табл. 1).

8. Определить прочность колонны после усиления с учетом подобранной арматуры обоймы A_{s1} :

$$A_{s,tot} = A_s + A_{s1}, \text{ м}^2; \quad (6)$$

Проверка условия прочности:

$$N \leq \varphi(R_b A + R_{sc} A_{s,tot}) = N_{нес}^{усилен}. \quad (7)$$

10. Эффективность усиления по нагрузке:

$$N_{нем}^{усилен} - N_{нес}, \text{ кН}. \quad (8)$$

Таблица 1

Сортамент арматуры

Диаметр арматуры, мм	Площадь поперечного сечения, см ²	Масса, кг/м

Диаметр арматуры, мм	Площадь поперечного сечения, см ²	Масса, кг/м
10	0,785	0,617
12	1,131	0,888
14	1,540	1,210
16	2,010	1,580
18	2,540	2,000
20	3,140	2,470
22	3,800	2,980
25	4,910	3,850
28	6,160	4,830
32	8,040	6,310
36	10,180	7,990
40	12,570	9,870

Таблица 2

Коэффициент φ_b при H/h								
H/h	6	8	10	12	14	16	18	20
φ_b	0,92	0,91	0,89	0,86	0,82	0,76	0,69	0,61

Примечания: Коэффициент φ_b при промежуточных величинах гибкостей определяется по интерполяции.

Таблица 3

Коэффициент φ_{sb} при H/h								
H/h	6	8	10	12	14	16	18	20
φ_{sb}	0,92	0,91	0,90	0,89	0,87	0,84	0,79	0,74

Примечания: Коэффициент φ_{sb} при промежуточных величинах гибкостей определяется по интерполяции.

Таблица 4

Класс арматуры	Значение расчетного сопротивления арматуры, МПа	
	Растяжению R_s	Сжатию R_{sc}
A240	210	210
A400	350	350
A500	435	435
A600	520	470
A800	695	500

Решение задания.

Пример расчета:

Исходные данные:

Железобетонная колонна сечением 0,3 x 0,3 м;

Расчетная длина колонны $H = 4,0$ м;

Класс бетона В 15;

Расчетное сопротивление бетона $R_b = 8,5$ МПа;

Площадь рабочей арматуры $A_s = 4,52$ см²;

Армирование обоймы – стержни диаметром 12 мм;

Нагрузка при реконструкции $N = 1000$ кН;

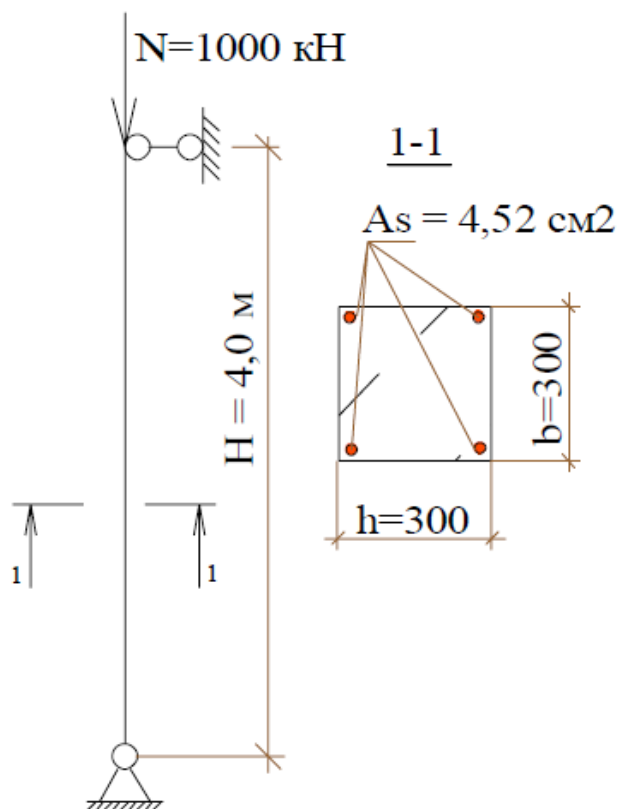


Рис. 1. Расчетная схема железобетонной колонны до усиления

Определение несущей способности колонны до усиления:

$$H/h = 4,0/0,3 = 13,33$$

$\varphi_b = 0,847$, $\varphi_{sb} = 0,883$ (см. таблицы 2, 3).

$$\alpha_s = \frac{R_s A_s}{R_b A} = \frac{235 \cdot 4,52 \cdot 10^{-4}}{8,5 \cdot 0,30 \cdot 0,30} = 0,139 \quad (3)$$

$$\begin{aligned} \varphi &= \varphi_b + 2(\varphi_{sb} - \varphi_b) \alpha_s = 0,847 + 2 \cdot (0,883 - 0,847) \cdot 0,139 = \\ &= 0,857 \leq \varphi_{sb} = 0,883 \end{aligned} \quad (2)$$

$$\begin{aligned} N_{\text{нес}} &= \varphi(R_b A + R_{sc} A_s) = 0,857 \cdot (8,5 \cdot 0,30 \cdot 0,30 + \\ &+ 235 \cdot 4,52 \cdot 10^{-4}) \cdot 10^3 = 746,64 \text{ кН}. \end{aligned} \quad (1)$$

Условие прочности колонны с учетом нагрузки при реконструкции:

$N_{\text{нес}} = 746,64 \text{ кН} < N = 1000 \text{ кН}$ - прочность колонны не достаточна, требуется усиление; В качестве варианта усиления рассмотрим железобетонную обойму, включающую бетон класса В15 (не ниже класса основного материала колонны) и арматурные стержни класса А400.

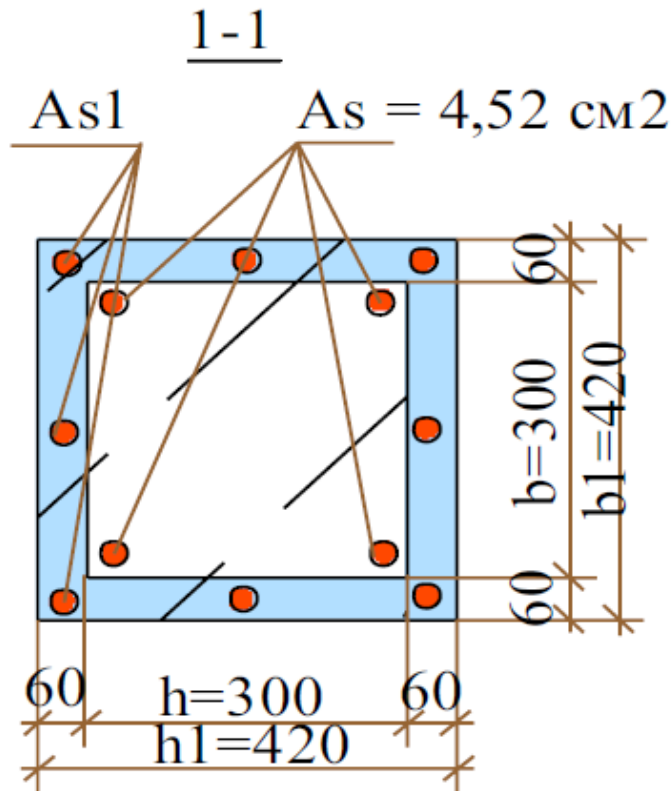


Рис. 3. Размеры сечения колонны с учетом толщины облоймы 60 мм.

$$b_1 = h_1 = b + 2 \cdot 0,06 = 0,30 + 2 \cdot 0,06 = 0,420 \text{ м}; \quad (4)$$

Минимальная общая площадь сечения продольной арматуры облоймы:

$$\begin{aligned} A_{S1}^{\text{мин}} &= 0,009 \cdot (h_1 \cdot b_1 - h \cdot b) = 0,009 \cdot (42 \cdot 42 - 30 \cdot 30) = \\ &= 7,78 \text{ см}^2; \end{aligned} \quad (5)$$

Армирование облоймы осуществляется арматурными стержнями - 8 шт. Площадь одного стержня облоймы не менее: $A_1 = A_{S1}^{\text{мин}} / 8 \text{ стержней} = 7,78 / 8 = 0,973 \text{ см}^2$.

Принимаем армирование облоймы стержнями 8 шт. диаметром 12 мм, расчетная площадь сечения одного стержня - $1,131 \text{ см}^2$.

Общая площадь армирования облоймы составит $A_{S1} = 8 \cdot 1,131 = 9,05 \text{ см}^2$.

Прочность колонны после усиления с учетом подобранной арматуры облоймы A_{S1} :

Общая площадь армирования колонны:

$$A_{s,\text{tot}} = A_s + A_{S1} = 4,52 + 9,05 = 13,57 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2; \quad (6)$$

$$H/h_1 = 4,0/0,42 = 9,52$$

$$\varphi_b = 0,895, \varphi_{sb} = 0,902$$

$$\begin{aligned} \varphi &= \varphi_b + 2(\varphi_{sb} - \varphi_b)\alpha_s = 0,895 + 2 \cdot (0,902 - 0,895) \cdot 0,213 = \\ &= 0,898 \leq \varphi_{sb} = 0,902 \end{aligned} \quad (2)$$

Проверка условия прочности:

$$\begin{aligned} N_{нес} &= \varphi(R_b A + R_{sc} A_s) = 0,898 \cdot (8,5 \cdot 0,42 \cdot 0,42 + \\ &+ 235 \cdot 13,57 \cdot 10^{-4}) \cdot 10^3 = 1632,83 \text{ кН}. \end{aligned} \quad (7)$$

$N_{нес}^{усилен} > N = 1000 \text{ кН}$ – прочность колонны достаточна.

Эффективность усиления по нагрузке:

$$N_{нем}^{усилен} - N_{нес} = 1632,83 - 746,64 = 886,19 \text{ кН}. \quad (8)$$

Задания для самостоятельного решения.

Таблица 5

Таблица соответствия выбора варианта:

I – предпоследняя цифра, II – последняя цифра номера зачетки

II I	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
1	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
2	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
3	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
4	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
5	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
6	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
7	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
8	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
9	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10

Таблица 6

Исходные данные для выполнения работы

Вариант	Сечение $h \times b$, м, ($h=b$)	Расчетная длина колонны Н, м	Класс бетона	Класс арматуры/диаметры рабочих стержней, мм	Нагрузка при реконструкции, кН
1	0,3	3,6	B15	A240/Ø12	1100
2	0,3	2,8	B10	A240/Ø12	1000
3	0,4	4,2	B20	A240/Ø10	2000
4	0,3	2,8	B15	A240/Ø12	900
5	0,3	3,6	B25	A240/Ø14	1600
6	0,3	4,2	B30	A240/Ø12	1700
7	0,4	3,6	B20	A240/Ø12	2100
8	0,3	2,8	B15	A240/Ø12	1000

Вариант	Сечение $h \times b$, м, ($h=b$)	Расчетная длина колонны Н, м	Класс бетона	Класс арматуры/диаметры рабочих стержней, мм	Нагрузка при реконструкции, кН
9	0,3	3,6	B20	A240/Ø10	1100
10	0,3	4,6	B30	A240/Ø12	1600
11	0,4	4,6	B20	A240/Ø14	1000
12	0,3	2,8	B15	A240/Ø10	1600
13	0,4	4,6	B10	A240/Ø14	1000
14	0,3	2,8	B15	A240/Ø12	1600
15	0,3	4,6	B20	A240/Ø10	1600
16	0,4	2,8	B15	A240/Ø14	1000
17	0,3	2,8	B10	A240/Ø12	1600
18	0,35	4,2	B15	A240/Ø10	1600
19	0,35	4,2	B25	A240/Ø12	1700
20	0,4	4,2	B15	A240/Ø14	2100
21	0,4	3,6	B20	A240/Ø10	1700
22	0,3	4,6	B15	A240/Ø12	2100
23	0,35	2,8	B30	A240/Ø10	2100
24	0,4	3,6	B10	A240/Ø12	1700
25	0,3	4,6	B30	A240/Ø14	1700
26	0,35	4,2	B15	A240/Ø10	1100
27	0,4	3,6	B10	A240/Ø12	2100
28	0,4	4,6	B20	A240/Ø10	1700
29	0,3	3,6	B15	A240/Ø14	1100
30	0,3	4,6	B25	A240/Ø10	2100

Практическое занятие № 10. Определение несущей способности железобетонной балки, усиленной методом наращивания.

Методические указания к выполнению задания.

При выполнении практической работы необходимо определить несущую способность железобетонной балки, усиленной методом наращивания.

Условие задания.

Вариант исходных данных определяется по таблице 1. Используя исходные данные предоставленные в таблице 2, определить несущую способность железобетонной балки, усиленной методом наращивания.

Указания к выполнению.

При выполнении работы необходимо выполнить расчеты в указанной последовательности, используя материалы лекционных занятий, а также СП 63.13330.2018 «Бетонные и железобетонные конструкции», СП 20.13330.2016 «Нагрузки и воздействия».

Порядок расчета:

Определяем приведённые площади сечения сжатой и растянутой арматуры после усиления.

$$A_{s,red} = A_s + R_{s,ad} \cdot A_{s,ad} / R_s, \text{ см}^2; \quad (1)$$

$$A'_{s,red} = A'_s + R_{sc,ad} \cdot A'_{s,ad} / R_{sc}, \text{ см}^2; \quad (2)$$

где $A_{s,red}$, $A'_{s,red}$ – приведённые площади сечения сжатой и растянутой арматуры; A_s , A'_s – площади сжатой и растянутой арматуры конструкции до усиления; $A_{s,ad}$, $A'_{s,ad}$ – то же, элементов усиления; R_s , $R_{sc,ad}$ – расчётные сопротивления растяжению существующей арматуры и арматуры усиления; R_s , R_{sc} – то же, сжатию.

1. Определить вспомогательные размеры элемента.

$$h_0 = h - x_2 - 5 \text{ см}, h_{0,ad} = h - a, \text{ см} \quad (3)$$

2. Определяем расстояние от центра тяжести существующей арматуры до центра тяжести растянутой арматуры элемента усиления. В соответствии со схемой (рис. 1).

$$a_{red} = (R_{s,ad} \cdot A_{s,ad} \cdot (h_{0,ad} - h_0)) / (R_s \cdot A_s + R_{s,ad} \cdot A_{s,ad}), \text{ см} \quad (4)$$

где $h_{0,red}$ – расстояние от сжатой грани усиленного элемента до центра тяжести растянутой арматуры элемента усиления (рис. 1).

3. Определяется рабочая высота сечения $h_{0,red}$, равная сумме расстояния от сжатой грани сечения до центра тяжести существующей арматуры h_0 и расстояния от центра тяжести существующей арматуры до центра тяжести арматуры усиления a_{red} (см. рис. 1).

$$h_{0,red} = h_0 + a_{red}, \text{ см} \quad (5)$$

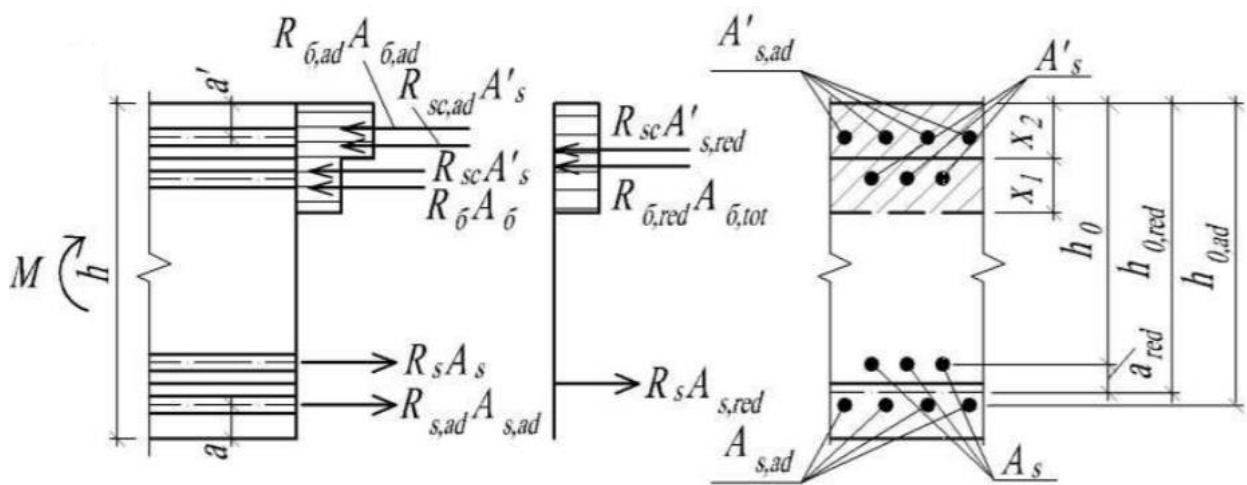


Рис. 1. Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси изгибаемого элемента, усиленного двухсторонним наращиванием

4. Определяется относительная высота сжатой зоны бетона.

$$\zeta = (R_s \cdot A_{s,red} - R_{sc} \cdot A'_{s,red}) / (R_b \cdot b \cdot h_{0,red}), \quad (6)$$

где b – ширина усиливаемого элемента; R_b – расчётное сопротивление бетона сжатой зоны.

Следует иметь ввиду, что в случае расположения в сжатой зоне бетонов разных классов при определении ζ и ζ_R в расчётах принимается расчётное сопротивление бетона более низкого класса.

5. По СП 63.13330.2018 п. 8.1.6. (формула 8.1) определяем граничное значение относительной высоты сжатой зоны бетона ζ_R .

$$\zeta_R = 0,8 / (1 + \zeta_{s,el} / \zeta_{b2}), \quad (7)$$

$$\zeta_{s,el} = R_s / E_s, \quad (8)$$

где $\xi_{s,el}$ - относительная деформация растянутой арматуры при напряжениях, равных R_s , ξ_{b2} - относительная деформация сжатого бетона при напряжениях, равная 0,0035.

6. Определяется высота сжатой зоны x :

$$x = (R_s \cdot A_{s,red} - R_{sc} \cdot A'_{s,red}) / (b \cdot R_b), \text{ см} \quad (9)$$

7. Расчетное сопротивление сжатой зоны бетона усиленного элемента.

$$R_{b,red} = (R_s \cdot A_{s,red} - R_{sc} \cdot A'_{s,red}) / (x \cdot b), \text{ МПа} \quad (10)$$

8. Несущая способность усиленного элемента.

$$M_u = R_{b,red} \cdot b \cdot x \cdot (h_{0,red} - 0,5 \cdot x) + R_{sc} \cdot A'_{s,red} \cdot (h_{0,red} - a'), \quad (11)$$

кН·м

9. Определяем несущую способность усиленного элемента по условию:

$$q \cdot l^2 / 8 \leq M_u \quad (12)$$

Решение задания.

Пример расчета:

Исходные данные:

Толщина защитного слоя $a_l = 2,5$ см, высота, $h = 0,75$ м, $b = 0,25$ м, распределенная нагрузка $q = 110$ кН/м².

Характеристики балки до усиления: $R_b = 11,5$ МПа, $\gamma_{b2} = 0,9$ (коэффициент условий работы при продолжительном действии нагрузки), бетон марки В20, $R_{bt} = 0,9$ (осевое растяжение), А300, $R_s = 270$ МПа, $R_{sw} = 255$ МПа, $R_{sc} = 270$ МПа, $\xi_R = 0,557$, $\alpha_R = 0,411$, $A_s = 1256$ мм² (4Ø20), $A'_s = 804$ мм² (4Ø16), $\gamma_{b2} = 0,1$, $x_2 = 12$ см.

После усиления балки: бетон марки В25, $R_b = 14,5$ МПа, А300, площадь арматуры $A_{s,ad} = 1018$ мм² (4Ø18) и $A'_{s,ad} = 308$ мм² (2Ø14). Нагрузка на усиливаемый элемент не превышала 65% от разрушающей нагрузки, следовательно, $\gamma_b = \gamma_s = 1$.

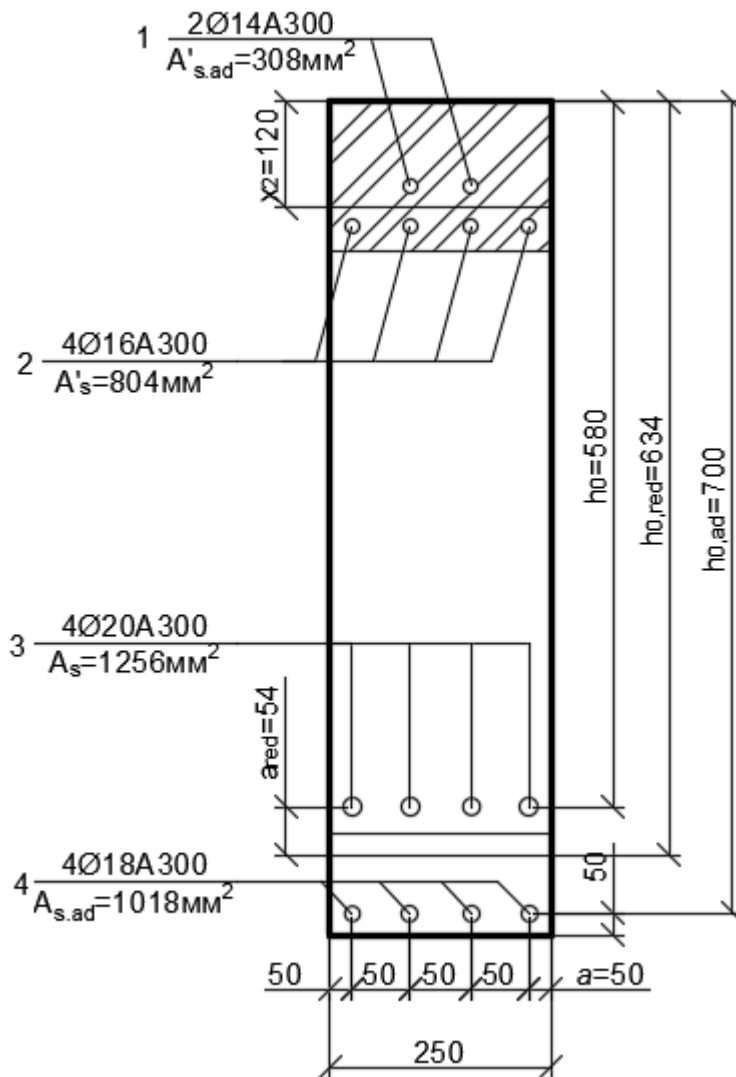


Рис. 2. Схема усиления балки.

1. Определение приведённых площадей сечения сжатой и растянутой арматуры после усиления.

$$A_{s,red}=12,56+270 \cdot 10,18/270=22,74 \text{ см}^2 \quad (1)$$

$$A'_{s,red}=8,04+270 \cdot 3,08/270=11,12 \text{ см}^2 \quad (2)$$

2. Определение вспомогательные размеров элемента.

$$h_0=75-12-5=58 \text{ см}, h_{0,ad}=75-5=70 \text{ см}. \quad (3)$$

3. Определение расстояния от центра тяжести существующей арматуры до центра тяжести растянутой арматуры элемента усиления.

$$a_{red}=(270 \cdot 10,18 \cdot (70-58))/(270 \cdot 12,56+270 \cdot 10,18)=5,4 \text{ см} \quad (4)$$

4. Определение рабочей высоты сечения $h_{0,red}$, которая равна сумме расстояния от сжатой грани сечения до центра тяжести существующей арматуры h_0 и расстояния от центра тяжести существующей арматуры до центра тяжести арматуры усиления a_{red} .

$$h_{0,red} = 58 + 5,4 = 63,4 \text{ см.} \quad (5)$$

5. Определение относительная высота сжатой зоны бетона.

$$\xi = (270 \cdot 2274 - 1112 \cdot 270) / (11,5 \cdot 250 \cdot 634) = 0,172. \quad (6)$$

6. Определение граничное значение относительной высоты сжатой зоны бетона ξ_R .

$$\xi_{s,el} = 270 / 2,0 \cdot 10^5 = 0,0135; \quad (7)$$

$$\xi_R = 0,8 / (1 + 0,0135 / 0,0035) = 0,577. \quad (8)$$

7. Определение высоты сжатой зоны x :

$$x = (270 \cdot 22,74 - 270 \cdot 11,12) / (11,5 \cdot 0,9 \cdot 25) = 12,1 \text{ см.} \quad (9)$$

Условие $x = 12,1 < \xi_R \cdot h_{0,red} = 36,6$ см выполняется.

Условие $x \leq x_2$, но т.к. разница мала, принимается $x^2 = x$, тогда нейтральная ось проходит по наращиваемому слою, тогда в (11) принимаем класс бетона усиления В25.

8. Расчетное сопротивление сжатой зоны бетона усиленного элемента.

$$R_{b,red} = (270 \cdot 22,74 - 270 \cdot 11,12) / (12,1 \cdot 25) = 10,37 \text{ МПа.} \quad (10)$$

9. Несущая способность усиленного элемента.

$$M_u = 10,37 \cdot 25 \cdot 12,1 \cdot (63,4 - 0,5 \cdot 12,1) + 270 \cdot 11,12 \cdot (63,4 - 5) = 355\,242,8 \text{ МПа} \cdot \text{см}^3 = 355,2428 \text{ кН} \cdot \text{м.} \quad (11)$$

10. Определение несущей способности усиленного элемента по условию:

$$110 \cdot 5^2 / 8 = 343,75 < M_u = 355,2428 \text{ кН} \cdot \text{м.} \quad (12)$$

Вывод: Несущая способность обеспечивается, усиления достаточно.

Задания для самостоятельного решения.

Таблица 1

Таблица соответствия выбора варианта:

I – предпоследняя цифра, II – последняя цифра номера зачетки

$\begin{smallmatrix} \text{II} \\ \text{I} \end{smallmatrix}$	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
1	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
2	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
3	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
4	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
5	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
6	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
7	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
8	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
9	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10

Таблица 2

Исходные данные для выполнения работы

Вариант	Сечение балки, м		Пролет балки l, м	Класс бетона	Площадь сжатой арматуры A_s , см ²	Площадь сжатой арматуры A'_s , см ²	Распределенная нагрузка q, кН/м ²
	h	b					
1	0,6	0,4	4,5	B25	15,2	8,04	150
2	0,7	0,3	5,2	B20	12,56	10,18	170
3	0,5	0,25	6	B30	10,18	10,18	110
4	0,8	0,4	5,4	B25	12,56	8,04	120
5	0,6	0,35	5,2	B30	15,2	12,56	140
6	0,7	0,3	5,2	B20	12,56	10,18	120
7	0,5	0,25	6	B30	10,18	10,18	130

Вариант	Сечение балки, м		Пролет балки l, м	Класс бетона	Площадь сжатой арматуры A_s , см ²	Площадь сжатой арматуры A'_s , см ²	Распределенная нагрузка q, кН/м ²
	h	b					
8	0,8	0,4	5,4	B25	12,56	8,04	110
9	0,6	0,4	4,5	B25	15,2	8,04	100
10	0,6	0,35	5,2	B30	15,2	12,56	100
11	0,7	0,3	5,2	B20	12,56	10,18	130
12	0,5	0,25	6	B30	10,18	10,18	110
13	0,8	0,4	5,4	B25	12,56	8,04	150
14	0,6	0,35	5,2	B30	15,2	12,56	140
15	0,7	0,3	5,2	B20	12,56	10,18	130
16	0,5	0,25	6	B30	10,18	10,18	140
17	0,8	0,4	5,4	B25	12,56	8,04	120
18	0,6	0,35	5,2	B30	15,2	12,56	100
19	0,7	0,3	5,2	B20	12,56	10,18	110
20	0,5	0,25	6	B30	10,18	10,18	130
21	0,8	0,4	5,4	B25	12,56	8,04	150
22	0,7	0,3	5,2	B20	12,56	10,18	150
23	0,5	0,25	6	B30	10,18	10,18	150
24	0,8	0,4	5,4	B25	12,56	8,04	130
25	0,6	0,35	5,2	B30	15,2	12,56	140
26	0,7	0,3	5,2	B20	12,56	10,18	120
27	0,5	0,25	6	B30	10,18	10,18	100
28	0,7	0,3	5,2	B20	12,56	10,18	110
29	0,5	0,25	6	B30	10,18	10,18	130
30	0,8	0,4	5,4	B25	12,56	8,04	140

Практическое занятие № 11. Выбор и обоснование способа ремонта несущей конструкции.

Методические указания к выполнению задания.

При выборе и обоснование способа ремонта несущей конструкции необходимо учитывать:

- вероятные причины возникновения дефектов и повреждений;
- методы выявления дефектов и повреждений;
- возможные последствия дефектов и повреждений;
- мероприятия по устранения дефектов и повреждений.

Условие задания.

Вариант исходных данных определяется по таблице 1. Используя исходные данные, предоставленные в таблице 2, а также теоретический (лекционный) материал необходимо выбрать и обосновать способ ремонта несущей конструкции.

Указания к выполнению.

При выполнении задания необходимо составить аналитический обзор выбора и обоснование способа ремонта несущей конструкции.

Причины и виды повреждений, подлежащих ремонту.

Практически все бетонные изделия обладают деформативностью и могут менять форму при изменении действующих нагрузок. Сама бетонная смесь обладает крайне малой прочностью на растяжение, что компенсируется армированием конструкции. Однако это не решает проблемы полностью: в бетоне всё равно образуются трещины, но микроскопического размера и гораздо более многочисленные.

Благодаря арматурным связям бетон обретает долговечность: мелкие трещины никак не влияют на прочностные характеристики, а сам предел допустимого трещинораскрытия определяется техническими стандартами на изделие. Однако со временем даже мелкие трещины расширяются из-за трения и эрозии, к тому же не исключено, что условия эксплуатации железобетона

поменяются на менее благоприятные, что вызовет ускоренный износ конструкции.

Внешне такие явления проявляются как раскрытие широких и глубоких трещин, а также в виде отслоения частей бетона, вплоть до оголения арматурного каркаса. Основная причина — вода, которая насыщает поры и, расширяясь при замерзании, изнутри разрушает бетонную оболочку. Если вода добралась до арматуры, последняя интенсивно корродирует, при этом разбухающая ржавчина препятствует сцеплению бетона с металлом и разрывает конструкцию изнутри.

- Всего выделяют 5 степеней повреждений:
- Загрязнения, раковины и усадочные трещины.
- Выколы, шелушение и обветшание поверхности.
- Сплошные выколы, пятна ржавчины, неактивные трещины до 0,2 мм.
- Трещины более 0,2 мм, образование сталактитов.
- Откалывание крупных кусков с оголением арматуры, образование пустот и расслоений.

По типам повреждения различают:

- не влияющие на свойства конструкции;
- сокращающие срок эксплуатации (истончение защитного слоя);
- снижающие несущую способность (исключение части арматуры из работы из-за оголения).

В целом можно сказать, что если из-за оголения защитных слоёв бетона не произошло деформации арматурного каркаса, изделие может быть восстановлено относительно легко. Исключение составляют случаи глубокой коррозии — когда при попытке добраться до неповреждённой ржавчиной арматуры обнаруживается, что ею поражён весь каркас. Тогда изделие признаётся непригодным к эксплуатации и подлежит замене.

Основные способы ремонта.

Существует два вида ремонта — с восстановлением несущей способности и без такового. В последнем случае действия носят косметический характер — заполняются трещины, сколы и раковины, выполняется выравнивание поверхности. Такие виды ремонта могут выполняться как в процессе возведения для устранения дефектов литья, так и по мере эксплуатации.

Ремонт с восстановлением несущей способности выполняют в следующих случаях:

- При увеличении нагрузки на конструкцию сверх проектной.
- При ухудшении условий эксплуатации.
- При ускоренном износе конструкции и появлении повреждений 3 типа 4–5 степеней.

Суть любого ремонта заключается в восстановлении массы бетона и заполнении свежим раствором тех участков, где произошло отслоение и осыпание. Если видна арматура, главная задача при ремонте — предотвратить распространение коррозии и добиться отличной адгезии смеси к металлу. Нередко в этих целях применяют ремонтные составы с полимерными составляющими.

Основных способов ремонта три:

Восстановление формы и плоскостей путём нанесения слоя бетона на поверхность.

Восстановление связи бетона с арматурой и заделка мест оголения каркаса.

Отдельно выделяют усиление железобетонных конструкций. Путём увеличения массы и габаритов конструкции достигается повышение несущей способности. В таких случаях после простейшей подготовки попросту выполняют приливы к изделию, которые после затвердевания принимают на себя часть нагрузки.

При ремонте трещин нужно понимать, являются ли они активными. Во многих случаях появление тонких трещин свидетельствует о том, что конструкция меняет форму из-за колебаний температуры, сейсмической

активности или из-за изменения свойств грунта. Такие деформации, как правило, носят обратимый характер, то есть трещины закрываются после восстановления исходной формы. Если в момент раскрытия заполнить их несжимаемым материалом, после обратной деформации конструкции ещё более широкая трещина появится на обратной стороне изделия.

Активные трещины принято устранять составами, сохраняющими способность растягиваться и сжиматься не менее 50% от изначальных размеров. Лечение трещин до 0,3 мм хорошо производить поверхностной заделкой, используя эпоксидные смолы ЭЛД-283, ЭЛД-552. Более широкие трещины заполняют на всю глубину с помощью инъектирования: по всей протяжённости раскола с шагом 10–15 см сверлятся отверстия, через которые с помощью шприца вводится эпоксидная смола. Такой метод ремонта помогает существенно снизить водопоглощение бетона, устранить проникновение влаги и атмосферного кислорода к арматуре.

Чтобы отличить активные трещины от неактивных, на них крепят маяки из густо замешанного строительного гипса. На неактивной трещине маяк не треснет и не отпадёт. Если маяк лопнул, а трещина на нём ровная, без сколов, при этом есть видимый зазор, это указывает на то, что разлом в данный момент расширяется. Если на лопнувшем маяке кромки разлома рваные и раскрошенные, либо одна часть маяка отпала — трещина в данный момент сокращается.

Если обследование маяками в течение года показало, что трещина неактивная, её можно заделать несжимаемым материалом, таким как мелкодисперсный пескобетон той же марки, из которой отливалась конструкция. Предварительно необходимо трещину расшить — удалить сколы и осыпающиеся частицы на краях, продуть сжатым воздухом. В зависимости от ширины, неактивная трещина также лечится либо поверхностной заделкой с помощью шпателя, либо инъектированием цементного раствора.

Устранение крупных дефектов.

Если ремонт трещин не был произведён своевременно, деструктивные явления поражают защитный слой бетона, что приводит к откалыванию и осыпанию крупных фрагментов. Поверхность бетона при этом испещрена широкими, но неглубокими трещинами, ямами, при постукивании молотком слышен гулкий звук — под поверхностью образовались пустоты.

В таких случаях защитный слой бетона восстанавливают, предварительно удалив все остатки, подвергшиеся разрушению. Достаточно часто приходится счищать с поверхности выколов и ям достаточно толстые слои рыхлого и осыпающегося бетона. Его оставлять нельзя, ведь прочность повреждённого бетона значительно ниже проектной.

Очищенную поверхность подвергают фактурированию — с помощью чеканки оставляют множество мелких засечек, способствующих более качественному сцеплению нового слоя со старым. Края восстанавливаемого участка подрубают зубилом, образуя ровную кромку глубиной не менее 10 мм.

Нанесение бетонной массы выполняют либо мастерком послойно, либо напылением под давлением — этот способ наиболее технологичный и действенный. После восстановления защитного слоя за бетоном требуется уход в течение 7–10 дней, который заключается в периодическом увлажнении поверхности и слежении за границами заделанных участков.

При оголении арматурного каркаса.

Если разрушение бетона произошло на глубину залегания арматуры, ремонт нужно выполнять безотлагательно. Дальнейшее ослабление массы может привести к тому, что армирующие прутья согнутся и конструкция необратимо потеряет свои свойства.

В первую очередь необходимо выполнить разделку бетона вглубь залегания арматуры и убедиться, что коррозия не тронула металл на глубине более 50–60 мм. Если повреждения более глубокие — следует оголить каркас до появления незатронутых коррозией участков. Если из-за ржавчины диаметр арматуры уменьшился более чем на 10%, каркас необходимо усилить. Для

этого к существующему стержню привязывается новый, длина перехлёста с нетронутой арматурой должна быть не меньше 40 диаметров.

Также при устранении дефектов с оголением арматуры практикуется привязка к каркасу армирующей сетки. Она позволяет избежать сползания толстого слоя свежего бетона и при этом препятствует раскрытию новых трещин на проблемном участке.

Стальные элементы нужно тщательно очистить от ржавчины, высолов и прочих загрязнений. Арматуру нужно хорошо отмыть преобразователем ржавчины на бескислотной основе, а затем покрыть густым цементным молоком, используя кисть. Не дожидаясь его высыхания, повреждённый участок заполняют свежим бетоном. Процедура подготовки краёв и поверхности больших выколов была описана выше.

Правила, обязательные к соблюдению.

Есть три основных требования к проведению ремонта железобетонных изделий. Главное из них — ремонтный состав должен быть идентичным, или по крайней мере совместимым с тем, который использовался при сооружении конкретной части бетонной конструкции. С полимерными материалами особых проблем в плане совместимости нет, однако смеси на цементном связующем следует выбирать тщательно, учитывая тип и марку цемента, род и фракцию наполнителя, водоцементное отношение и наличие присадок. Если область ремонта окажется неоднородной, из-за разницы физических свойств свежий состав быстро отколется от поверхности.

Второе правило — соблюдать температурный режим. Проведение ремонтных работ запрещается, если в локальной зоне температура превышает 10 °С или ниже +5 °С. Кроме того, существуют требования к конструкциям, испытывающим повышенное влияние температурного расширения — каркасам зданий, опорам, балкам перекрытия, ж/б изделиям, эксплуатирующимся под прямыми солнечными лучами. Их средняя температура в момент ремонта не должна превышать 20 °С.

Правило третье: в момент ремонта бетон не должен быть насыщен водой. Допускается лишь смачивание поверхности и промывка трещин перед внесением ремсостава, однако при этом следует дожидаться полного впитывания влаги. Если высушить бетонную конструкцию не представляется возможным, следует добавить в ремонтную смесь модификатор, обеспечивающий адгезию к сырому бетону.

Второе правило — соблюдать температурный режим. Проведение ремонтных работ запрещается, если в локальной зоне температура превышает 10 °С или ниже +5 °С. Кроме того, существуют требования к конструкциям, испытывающим повышенное влияние температурного расширения — каркасам зданий, опорам, балкам перекрытия, ж/б изделиям, эксплуатирующимся под прямыми солнечными лучами. Их средняя температура в момент ремонта не должна превышать 20 °С.

Правило третье: в момент ремонта бетон не должен быть насыщен водой. Допускается лишь смачивание поверхности и промывка трещин перед внесением ремсостава, однако при этом следует дожидаться полного впитывания влаги. Если высушить бетонную конструкцию не представляется возможным, следует добавить в ремонтную смесь модификатор, обеспечивающий адгезию к сырому бетону.

Необходимость усиления строительных конструкций в процессе их эксплуатации возникает как при техническом перевооружении, так и вследствие физического износа и различных повреждений, вызванных коррозией материалов, механическими воздействиями, воздействием агрессивной среды, некачественным изготовлением конструкций, нарушением норм производства строительно-монтажных работ, правил эксплуатации и условий технологии производства.

Учитывая большой объем зданий и сооружений, в которых железобетонные и каменные конструкции занимают подавляющее большинство среди всех видов строительных конструкций, вопросы

практического применения различных, эффективных способов их усиления приобретают в настоящее время большое значение.

Усиление железобетонных и каменных конструкций или восстановление их несущей способности может быть выполнено различными способами. Выбор способа усиления, проведение необходимых расчетов и разработка технологии выполнения усиления проводятся компетентными специалистами с учетом экономического обоснования и материальной возможности заказчика.

В процессе проведения капитального ремонта или реконструкции здания или сооружения, в отдельных случаях возникает необходимость восстановления или увеличения проектной величины несущей способности ограждающих конструкций. Чаще всего причинами, вызывающими потребность усиления несущих стен объекта капитального строительства, становятся:

- деформации стенового ограждения вследствие просадки фундаментов;
- повреждение конструкций стенового ограждения вследствие естественного износа;
- частичное разрушение элементов ограждающих конструкций здания в результате техногенных аварий или стихийных бедствий;
- эксплуатация здания после исчерпания ресурсов, заложенных в проект;
- отклонения от проекта, допущенные в ходе производства работ;
- реконструкция объекта, в ходе которой увеличивается нагрузка на ограждающие конструкции здания;
- необходимость повышения степени сейсмостойкости конструктивных элементов постройки.

В этих и в других случаях для продолжения эксплуатации здания или с целью изменения его технико-экономических показателей, возникает необходимость в повышении прочностных показателей стенового ограждения объекта.

Перед тем как начинать усиление несущих стен, которые находятся под нагрузкой необходимо произвести инженерную подготовку этого процесса, для чего должен быть разработан проект производства работ (ППР). Этот документ не только определяет и детально описывает технологию усиления, но и определяет мероприятия, необходимые для сохранения прочности и устойчивости элементов всего здания на протяжении работ. Здесь же разрабатываются меры по обеспечению безопасности как работников, так и людей, случайно оказавшихся поблизости от объекта. Тщательная проработка ППР и безусловное его выполнение позволит добиться приведения здания в требуемое состояние с минимальными затратами и без риска возникновения аварийной ситуации.

Существует несколько методов усиления стен, дающих возможность восстановить или довести до необходимой величины несущую способность существующего ограждения, в число которых входят:

1. Торкретирование бетоном по сетке стены, подлежащей усилению с одной или с обеих сторон. Сварные арматурные сетки закрепляются к основанию анкерами (при одностороннем) или друг с другом арматурными стержнями (при двухстороннем усилении). По сетке при помощи торкрет-пушки на поверхность слоями по 15 – 20 мм наносится бетонная смесь, которая при твердении образует рубашку, увеличивающую прочность ограждения. Этот метод позволяет:

- получить бетонную рубашку с гарантированной плотностью укладки;
- выполнить работы в сжатые сроки.

В то же время важно учесть, что:

- значительно увеличивается вес конструкций;
- требуется сложное и дорогостоящее оборудование;
- необходим персонал, обученный пользоваться торкрет-пушкой.

2. Устройство обойм из железобетона, которое выполняется локально, в местах повреждения кладки. Для этого на участок стены, где обнаружены

трещины, анкерами крепится арматурная сетка с напуском на целый участок не менее 500 мм. Если трещины сквозные, то сетки устанавливаются с обеих сторон и скрепляются между собой. После этого методом торкретирования выполняется бетонная рубашка на поврежденной части ограждающей конструкции. К преимуществам этого метода усиления стен можно отнести:

- возможность получить усиление с гарантированной плотностью бетона;
- выполнить усиление в короткие сроки.

Однако при этом:

- резко возрастает масса конструкций, что может привести к необходимости усиления фундаментов;
- возникает потребность в сложном оборудовании, которое необходимо расположить на рабочем месте с последующим перемещением;
- требуются специалисты, аттестованные на работу с такого рода оборудованием;
- получается стена переменной толщины, причем перепад необходимо каким-либо образом скрыть.

3. Устройство обойм из стальных профилей – для чего вертикальные стороны проемов, расположенных в разных концах простенка, обрамляются стальным уголком и стягиваются между собой полосами из листовой стали. Полосы предварительно нагреваются и в таком состоянии привариваются к уголкам, в результате чего усиление кирпичных стен происходит при их охлаждении, когда они стягивают обрамление. В случае широкого простенка полосы скрепляются между собой тяжами. Этот способ:

- прост для контроля;
- использует стандартный металлопрокат.

В то же время:

- требуется оборудование для сварки, резки, сверления бетона или кирпича;

- требуется большой намет штукатурки при отделке поверхностей с усилением.

4. Инъектирование стен составами на основе эпоксидных смол, растворов на цементной и полимерной основе, применяемое при хорошем качестве как кладки, так и кирпича, иначе окажется невозможным создание давления, необходимого для полного заполнения трещин инъекционным раствором. Такой метод:

- восстанавливает прочностные характеристики кирпичной кладки;
- не оказывает влияния на объемы отделочных работ.

С другой стороны:

- практически невозможно проконтролировать полноту заполнения трещин инъекционным раствором;
- для использования метода инъектирования стен необходимо специальное оборудование и специалисты, умеющие с ним работать.

5. Устройство обоем из композитных материалов – угле- или стекловолокна, которыми усиливается строительная конструкция. Поверхность, на которую крепится композитный материал, должна быть огрунтована и покрыта праймером. Такая технология:

- позволяет производить усиление, не уменьшающее площадь помещения;
- дает возможность выполнять проектную отделку.

Но при этом:

- работы с композитом должны выполнять подготовленные специалисты;
- композитные материалы имеют высокую цену.

6. Создание дополнительных элементов жесткости – диафрагм, перегородок, рам, которые могут выполняться из бетона, кирпича, стальных профилей. Они будут воспринимать часть нагрузки, приходящейся на конструкции, подлежащие усилению, разгружая их до состояния, в котором последние способны выдержать фактические усилия.

Существуют и другие, менее распространенные, методы усиления ограждающих конструкций, позволяющие получить необходимый результат, но конкретный выбор способа должен делаться проектной организацией при разработке проекта реконструкции или капремонта строения.

Как усиливают кирпичные стены:

При капитальном ремонте, реставрации или реконструкции существующих каменных зданий работы по усилению кирпичных стен крайне важны для обеспечения прочностных характеристик всего строения в целом. Просадка грунтов под фундаментом, низкое качество кладки, неправильная эксплуатация, ошибки проекта – все это приводит к возникновению трещин в кирпичных стенах, от глубины которых и характера зависит выбор метода усиления.

При трещинах в углах здания или по всей поверхности оптимальным методом усиления становится использование железобетонных обойм, которое выполняется в следующей последовательности:

- на кирпичной стене – с шагом, определенным проектом, закрепляется арматурная сетка;
- при необходимой толщине обоймы до 40 мм бетон наносится методом торкретирования;
- при требуемой толщине обоймы более 40 мм по плоскости стены выставляется опалубка, в которой предусмотрены трубки для заливки бетонной смеси.

При необходимости устройства новых проемов в кирпичной стене или усиления кладки в связи с ее деформации в местах проемов целесообразно применение обойм из стальных прокатных профилей, для устройства которых необходимо выполнить работы:

- по боковым сторонам проемов анкерами закрепить стальные уголки, забивая цементно-песчаным раствором пазухи между уголком и кладкой;
- стянуть уголки стальными полосами, закрепив их анкерами или скрепить между собой при двухстороннем усилении;

- закрепить на стене арматурную сетку;
- нанести на поверхность стены цементно-песчаный раствор толщиной 20-30 мм, который предотвратит коррозию стальных конструкций.

Благодаря появлению новых материалов появилась возможность повысить прочность ограждающих конструкций из кирпича без увеличения веса и толщины стен, для чего выполняется обойма из композитных материалов в следующем порядке:

- поверхность обрабатывается специальной пропиткой;
- обработанную поверхность покрывают грунтовкой для повышения адгезии;
- закрепляют на стене углеграфитовое волокно или стеклоткань;
- выполняют проектную отделку.

При недостаточной прочности стен, выложенных из качественного кирпича, используется инъектирование кладки специальными составами. Эта работа состоит из операций:

- устройства в кирпичной кладке горизонтальных скважин диаметром около 20 мм под углом около 60° к вертикали;
- установка в скважины инъекционных трубок;
- закачивание через трубки под давлением составов на основе микроцемента или эпоксидных смол, которые заполняют все трещины и полости;
- извлечение трубок.

Это наиболее распространенные и эффективные методы усиления стенового ограждения из кирпича, хотя проектом могут быть предусмотрены и другие способы.

Решение задания.

Пример аналитического обзора.

Исходные данные:

Исследуемый объект – офисное кирпичное здание, которое эксплуатируется с начала XX века. Здание двухэтажное с несущими кирпичными стенами и опиранием балок перекрытия и покрытия на кирпичные стены. Фундаменты бутовые. Стены – наружные и внутренние стены выполнены из полнотелого керамического кирпича. Перекрытие – деревянные балки перекрытия, пространство между которыми заполнено щитовым накатом из досок по черепным брускам.

В процессе обследования определено техническое состояние строительных конструкций, а именно произведены обмерные работы, выполнена фотофиксация объекта, установлены фактические размеры строительных конструкций и элементов, их конструкция и характеристики конструкционных материалов, соответствие обследуемых конструкций и конструктивных схем проектным решениям, наличие дефектов и повреждений в конструкциях.

В результате проведенного обследования были обнаружены следующие дефекты и повреждения каменных стен:

- вертикальные наклонные трещины в кирпичной кладке с внутренней и наружной сторон стен;
- частичное разрушение кирпичной кладки цокольной части здания и пилястр;
- частичное разрушение лестничных ступеней;
- отсутствие вентиляционных прямых у окон цокольного этажа;
- отсутствие отмостки по всему периметру здания;

К основным причинам, повлекшим к возникновению дефектов, следует отнести неравномерную осадку фундаментов вследствие изменения инженерно – геологических условий площадки строительства.

По результатам детального обследования и поверочных расчётов, выполненных с учетом выявленных дефектов и повреждений, здание отнесено к категории ограниченно работоспособного состояния.

Для устранения повреждений кирпичной кладки стен и восстановления их работоспособности была разработана технология инъецирования цементно-известкового раствора в поврежденную зону. В настоящее время инъекционное восстановление является наиболее приемлемым и эффективным методом. Технология инъецирования включает три этапа: подготовительный, основной и заключительный.

Технология инъецирования каменной кладки.

Подготовительный этап инъецирования каменной кладки:

- Разбивка усиливаемой каменной кладки по захваткам;
- топография мест расположения шпуров для нагнетания раствора;
- высверливание шпуров;
- очистка трещин и установка в шпуры инъекционных трубок;
- подготовка инъекционного оборудования.

Основной этап инъецирования каменной кладки:

- Приготовление инъекционного раствора;
- нагнетание укрепляющего раствора;

Заключительный этап инъецирования каменной кладки:

- Удаление инъекционных трубок;
- очистка потеков инъекционного раствора;
- отделка стен;

Шпуры рекомендуется располагать в крупных трещинах и пустых швах в шахматном порядке с перекрытием зон поглощения раствора на расстоянии друг от друга 50 см. В местах концентрации мелких трещин, не сообщающихся с крупными, следует располагать резервные шпуры на расстоянии 15...30 см друг от друга, которые используются для нагнетания раствора в том случае, если из них не будет выходить раствор при введении его через основные скважины.

Бурение шпуров производить на глубину 10...20 см под углом падения к горизонту не менее 10° при помощи электродрели с частотой вращения около

300 мин-1 , снабженной сверлом с победитовым наконечником. В большие трещины, в которые можно вставить инъекционные трубки, сверления скважин не требуется. Диаметр отверстия назначается из условия: диаметр иньектора + 5 мм.

Для очистки от пыли пробуренные шпуры и трещины в кладке продуть сжатым воздухом под давлением до 200 кПа, а при сухой кладке под тем же давлением промыть струей чистой воды. В очищенные основные и дополнительные шпуры за 2...3 дня до нагнетания вставить на глубину 5...8 см инъекционные трубки.

Инъекционный материал представляет собой цементно-известковый раствор. Инъекционные трубки должны иметь приспособления, обеспечивающие надежное их закрепление в отверстие, который создает герметичность, предотвращая излияние раствора из шпура.

Участки, через которые при нагнетании просачивается раствор, следует затирать дополнительно сухим цементом или другим вяжущим материалом, имеющим хорошую адгезию к смоченным поверхностям.

Нагнетание раствора производить под давлением 400...600 кПа растворомасосом снизувверх. Шланг насоса подключить сначала к трубке нижнего основного шпура, и через него нагнетать раствор до тех пор, пока он не начнет вытекать через трубки вышерасположенных скважин. При этом необходимо следить за давлением в растворомаснетателе и в зависимости от этого уточнять консистенцию раствора.

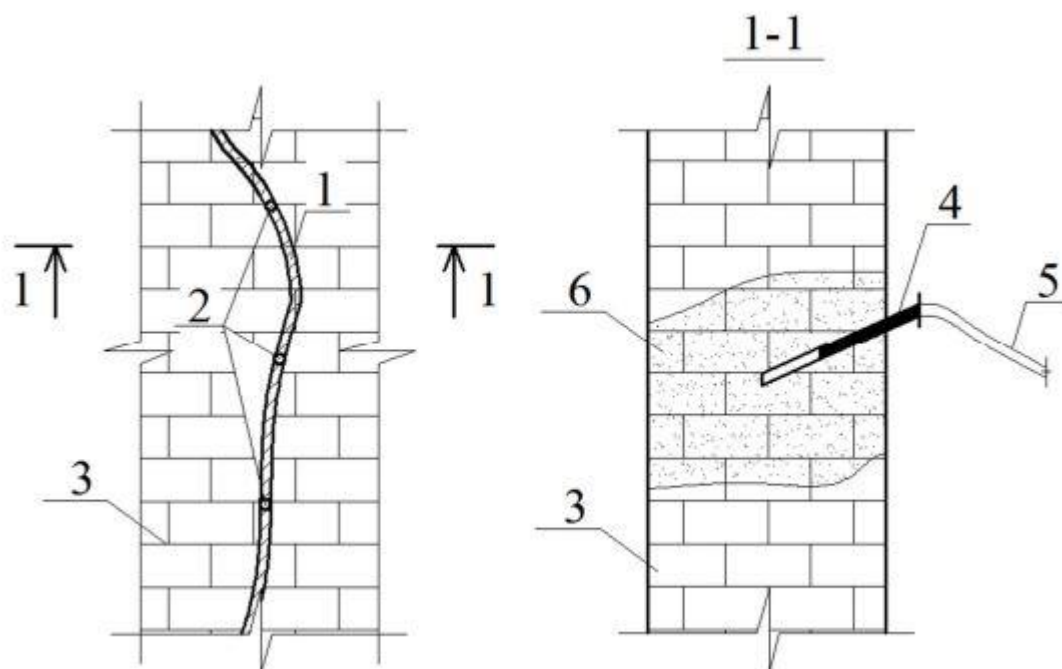


Рис. 1. Технологическая схема восстановления каменной кладки 1 – трещина в стене; 2 – отверстия диаметром 20 мм; 3 – усиливаемая стена; 4 – инъекционные трубки; 5 – материальный шланг; 6 – зона поглощения укрепляющего раствора

Если раствор при нагнетании вытекает только через основные трубки верхнего яруса, необходимо подсоединить шланги к резервным трубкам и произвести местное инъецирование кладки.

После заполнения раствором трещин и пустот нижнего яруса шланги перенести выше и подключить к трубкам следующего яруса, через которые раствор нагнетается до тех пор, пока он не начнет выливаться через вышерасположенные трубки. Далее цикл повторять до тех пор, пока не будет проинъецирована вся конструкция. Инъекционные работы производятся при температуре воздуха не ниже +5 °С.

Для увеличения пластичности, прочности и облегчения процесса замеса укрепляющего инъекционного раствора рекомендуется вводить в его состав пластификаторы. При их применении уменьшается расход цемента и воды, плотность застывшего раствора увеличивается. В качестве пластификаторов был принят M5Plus.

Выводы. Таким образом, разработаны технологические решения и рекомендации по восстановлению поврежденных участков каменных кладок

стен. Разработанная технология объемного инъецирования каменной кладки исходит из следующих условий: направления, ширины и глубины трещин, структурное состояние поврежденной кладки; требуемое время набора прочности. Определено, что для восстановления каменных кладок, имеющих мелкие и глубокие трещины требуется проведение двух циклов инъецирования. Первый цикл предназначен для запыления глубоких и широких трещин и пустот кладки, второй для заполнения мелких трещин и капиллярно - пористого пространства растворного камня.

Все работы, реализуемые при восстановлении конструкций здания, должны выполняться специализированной организацией, имеющей большой опыт проведения такого рода работ под непосредственным авторским и техническим надзором.

В заключении хотелось бы отметить, что даже после проведения усиления конструкций, необходимо вести постоянный контроль (мониторинг) за состоянием усиленных строительных конструкций с записью в техническом журнале по эксплуатации здания. При обнаружении недопустимых дефектов и повреждений строительных конструкций эксплуатирующая организация должна незамедлительно обращаться в проектную фирму, разрабатывающую проект усиления для принятия решений по дальнейшей эксплуатации здания.

Задания для самостоятельного решения.

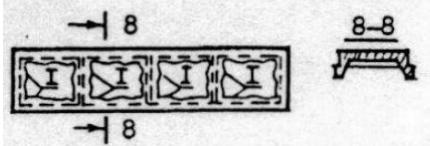
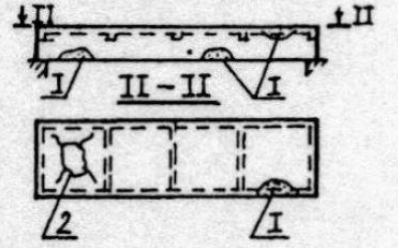
Таблица 1

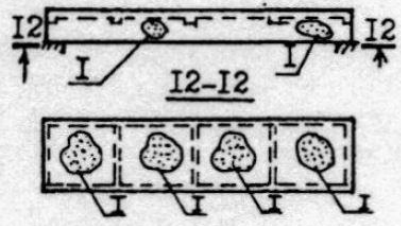
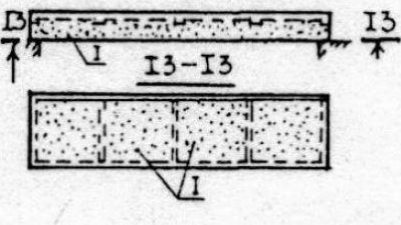
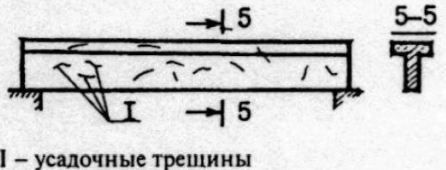
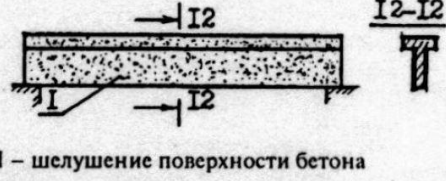
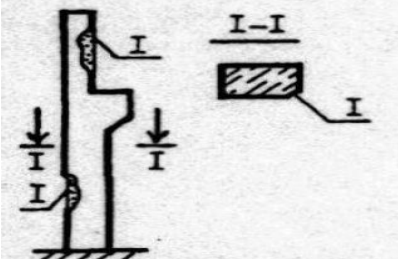
Таблица соответствия выбора варианта:

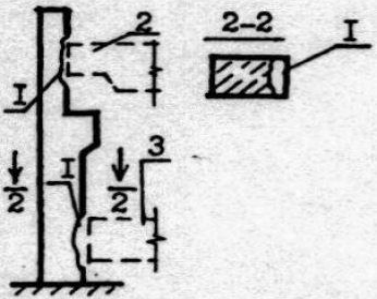
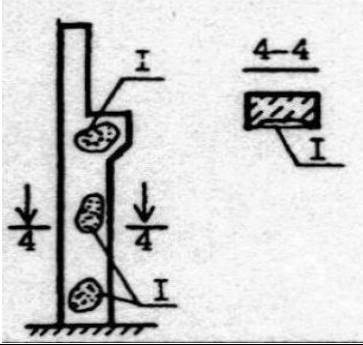
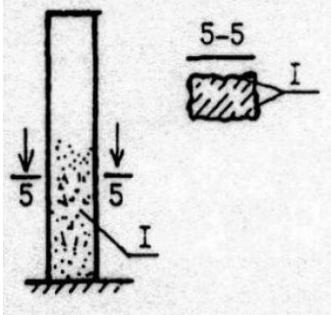
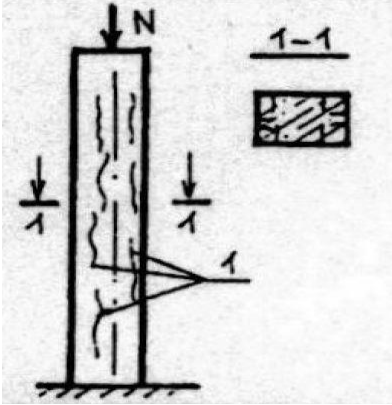
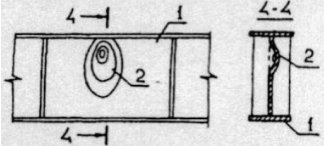
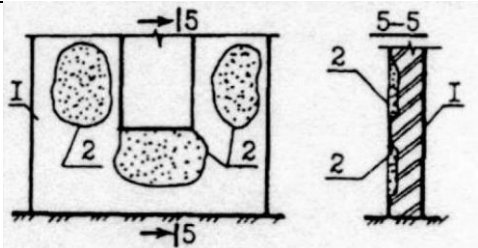
I – предпоследняя цифра, II – последняя цифра номера зачетки

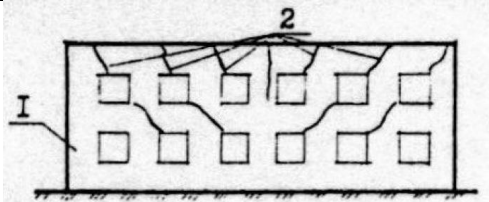
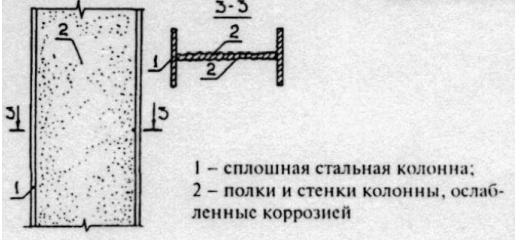
$\begin{smallmatrix} \text{II} \\ \text{I} \end{smallmatrix}$	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
1	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
2	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
3	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
4	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
5	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
6	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
7	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
8	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
9	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
0	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20

Таблица 2

Вариант	Вид повреждения	Схема повреждения
1	Трещины вдоль арматуры	 I – трещины вдоль арматуры
2	Усадочные трещины	
3	Сколы бетона, продавливание полки	

4	Отслоение лещадок бетона	
5	Шелушение поверхности бетона	
6	Усадочные трещины	 I – усадочные трещины
7	Трещины вдоль арматуры, ржавые подтеки	 I – трещины вдоль арматуры
8	Сколы защитного слоя	 I – сколы защитного слоя бетона
9	Отслоение лещадок бетона	 I – отслоившиеся лещадки бетона
10	Шелушение поверхности бетона	 I – шелушение поверхности бетона
11	Сколы бетона на ребрах	

12	Стесывание части сечения	
13	Отслоение лещадок бетона	
14	Шелушение поверхности бетона	
15	Продольные трещины по всему сечению	
16	Местный погиб стенки пояса	 1 – стальная балка; 2 – местный погиб стенки балки
17	Отслоение облицовки	

18	Деформация стен	
19	Трещина в стенке	 1 – стальная балка; 2 – трещина в стенке
20	Коррозия стенки и полок	 1 – сплошная стальная колонна; 2 – полки и стенки колонны, ослабленные коррозией

Практическое занятие № 12. Выбор и обоснование способа усиления несущей конструкции.

Методические указания к выполнению задания.

При выборе и обоснование способа усиления несущей конструкции необходимо учитывать:

- вероятные причины возникновения дефектов и повреждений;
- методы выявления дефектов и повреждений;
- возможные последствия дефектов и повреждений;
- мероприятия по устранения дефектов и повреждений.

Условие задания.

Вариант исходных данных определяется по таблице 1. Используя исходные данные, предоставленные в таблице 2, а также теоретический (лекционный) материал необходимо выбрать и обосновать способ усиления несущей конструкции.

Указания к выполнению.

При выполнении задания необходимо составить аналитический обзор выбора и обоснование способа усиления несущей конструкции.

Необходимость проведения работ по обследованию строительных конструкций по СП 13-102-2003 зависит от состояния объекта и поставленных заказчиком задач. Основанием для обследования могут быть следующие причины:

- наличие дефектов и повреждений конструкций, которые снижают прочностные и деформативные характеристики как отдельных конструкций, так и всего здания в целом;
- увеличение эксплуатационных нагрузок и воздействий на конструкции при перепланировке, модернизации и увеличении этажности здания;
- реконструкция или изменения функционального назначения здания;
- установление целесообразности сноса здания или возможности его усиления и дальнейшей эксплуатации;

- выявление отступлений от проекта, снижающих несущую способность и эксплуатационные качества конструкций;
- отсутствие проектно-технической и исполнительной документации;
- возобновление прерванного строительства;
- деформация или осадка оснований;
- оценка состояния строительных конструкций, подвергшихся воздействию пожара, стихийных бедствий природного характера или техногенных аварий;
- оценка состояния пригодности зданий для нормальной эксплуатации и возможности нахождения в них людей;
- уточнение срока страховки и величины страховых взносов.

При обследовании зданий объектами тщательного осмотра являются следующие основные несущие конструкции: фундаменты, ростверки и фундаментные балки; стены, колонны, столбы; перекрытия и покрытия (в том числе: балки, арки, фермы стропильные и подстропильные, плиты, прогоны); подкрановые балки и фермы; связевые конструкции, элементы жесткости; стыки, узлы, соединения и размеры опорных площадок.

При визуальном осмотре выявляются видимые дефекты и повреждения конструкции: трещины, отклонения от проектных очертаний и геометрических размеров, места изменения цвета, фактуры и т.п. Особое внимание уделяется обследованию несущих конструкций: основаниям, фундаментам, стенам, перекрытиям. При этом выполняются обмеры, зарисовки, фотографии, используются простейшие приборы. При использовании *разрушающих* методов контроля, например, защитных покрытий приходится вырезать из них образцы и тем самым ослаблять их. В этом недостаток разрушающих методов контроля, но они дают более точную картину контролируемого параметра. Неразрушающие методы контроля менее трудоемки, точность их измерения 10— 15%, что вполне достаточно для практических целей.

Среди параметров, определяющих состояние здания, есть основные, характеризующие эксплуатационную пригодность зданий, и неосновные, обуславливающие второстепенные их качества. После определения параметров, характеризующих техническое состояние, эксплуатационные качества зданий, важно установить их фактическое значение и допустимые отклонения от нормы.

Наиболее уязвимыми местами в конструкциях являются:

- различные сопряжения (стыки панелей, сопряжения стен зданий разной этажности, сопряжения кровли с трубами, парапетами, стенами, ендовы и т.п.);
- зоны приложения сосредоточенных нагрузок: опорные части колонн, пилястр, простенки, перемычки;
- участки вероятного увлажнения конструкций: стены с цоколем, цоколя с фундаментом и отмосткой, пропуска водосточных труб через карнизы, возможного скопления атмосферных вод и подтопления фундаментов;
- пропуск коммуникаций через стены;
- излом и сопряжения горизонтальной и вертикальной гидроизоляции.

Экспертное обследование проводится экспертом — высококвалифицированным специалистом, имеющим соответствующий документ на проведение экспертизы технического состояния данного вида конструкций. Эксперт может быть сотрудником специализированной проектной или научно-исследовательской организации, вуза и иметь соответствующий опыт. Предварительно он знакомится с объектом обследования, его объемно-планировочным и конструктивным решением, материалами инженерно-геологических изысканий, проектно-технической документацией, исполнительной документацией на конструкции и строительство здания, с документацией по эксплуатации и имевшим место ремонтам, перепланировкам и реконструкции, с результатами предыдущих

обследований. Затем производится сплошное визуальное обследование конструкций зданий и выявление дефектов, повреждений по внешним признакам с необходимыми замерами и их фиксация для определения необходимости в проведении детального инструментального обследования.

Эксперт, осматривая конструкции и применяя специальные приборы, оценивает техническое состояние объекта и указывает участки, узлы и конструктивные элементы, которые требуют более тщательного обследования. На основании такого заключения устанавливают объем, последовательность выборочного обследования и формируют мотивированную выборку его проведения. Проведение квалифицированной предварительной экспертизы снижает вероятность ошибки при назначении объема обследования и уменьшает затраты на его проведение.

Выборочное обследование наиболее предпочтительно для оценки технического состояния конструкции, так как сокращает объем работ. Обследуют не все конструкции здания или сооружения, а отобранную группу конструкций, элементов или узлов (так называемая мотивированная выборка). Обследование многокилометровых подкрановых путей или многих сотен поперечных рам каркасов промзданий требует огромных затрат времени и физических сил специалистов. Для обследования выбираются наиболее подозрительные (более нагруженные) участки, конструктивные элементы и узлы.

Объем выборки целиком зависит от компетентности эксперта. Принимаются во внимание результаты анализа наблюдений, проведенных службой эксплуатации зданий и сооружений предприятия: геодезических съемок конструкций каркаса, состояния фундаментов, записей неисправностей в журнале наблюдений. Обследование включает в себя сбор и анализ технической документации, осмотры и обмеры конструкций с составлением ведомостей дефектов, установлением физических и химических свойств

материалов, из которых изготовлены конструкции, и выявлением фактических нагрузок и воздействий.

По результатам обследования производится оценка технического состояния: проверочный расчет конструкций (с учетом обнаруженных отклонений, дефектов и повреждений) на фактические нагрузки с выявлением элементов и соединений, не отвечающих нормам по прочности, устойчивости, усталости и деформативности. При необходимости разрабатывают мероприятия (или проект) по усилению или реконструкции обследованных конструкций.

Полное обследование. Если в результате выборочного обследования установлено, что отклонения, дефекты и повреждения носят массовый характер и могут вызвать аварию всего здания (сооружения), то по рекомендации специализированной организации необходимо обследовать все конструктивные элементы и соединения. Полное обследование проводят при выявленном низком качестве стали, бетона, сварных швов, заклепочных и болтовых соединений, массовой коррозии металлических конструкций или арматуры в железобетонных конструкциях, просадочных грунтах, так как эти факторы могут вызвать непредсказуемые, недопустимые отклонения, привести к дефектам и повреждениям конструкций. При сплошном обследовании порядок и перечень проводимых работ такой же, как и при выборочном обследовании.

По результатам полного обследования и диагностики технического состояния конструкций, а также оценки объема и стоимости ремонтно-восстановительных работ владелец предприятия совместно с экспертом могут принять решение: как и в каком объеме проводить ремонтно-восстановительные работы либо демонтировать аварийные конструкции и на их месте возвести новые. Для уникальных зданий и сооружений следует во всех случаях проводить полное обследование с разработкой проекта усиления конструкций.

Заключение эксперта является лишь советом, рекомендацией для принятия решения. В случае сомнения в объективности эксперта для оценки качества проведенной им экспертизы следует привлечь специализированную организацию.

Во время реконструкции жилого здания с кирпичными стенами создается необходимость восстанавливать несущую способность или даже усиливать элементы кладки вследствие повышения нагрузок от новых надстраиваемых этажей. Во время долгосрочной эксплуатации здания можно наблюдать признаки разрушений простенков, кладки стен и столбов вследствие неравномерного осадка фундамента, атмосферного давления, протечки кровли и т.д.

Восстанавливающий процесс несущих способностей кладки принято начать с исключения более распространенных причин трещинообразования. В случае если данному процессу способствует неоднородная осадка здания, то нужно исключить это явление.

Нужно оценить фактическую прочность несущего элемента еще до принятия технического решения по усилению конструкции. Такая оценка включает в себя: метод разрушающих нагрузок, фактическую прочность кирпича, раствора, а ,например, для армированной кладки - пределы текучести стали. При этом нужно полностью учитывать факторы, которые снижают несущую способность зданий. Это такие факторы как например: трещина, нарушение связей, отклонение кладки от вертикали, локальное повреждение, опора плит и т.д.

Традиционным способом укрепления служит устройство внешнего «корсета» или обойм, препятствующих горизонтальному «расползанию» кладки. Обоймы столбов и узких простенков представляют собой систему нескольких угловых профилей, объединенных горизонтальными полосовыми связями, шаг которых зависит от гибкости стоек и величины сжимающего давления. (Следует заметить, что «горизонтальная составляющая»,

принимаемая в расчетах равной 10—15% вертикальной нагрузки, увеличивается по мере расслоения и деструкции кладки.) Металлическими обоями укреплено множество столбов и простенков древних зданий, в том числе центральный столб Грановитой палаты Московского Кремля и столбы в помещениях так называемой Собственной половины Большого Кремлевского дворца. Для усиления широких простенков используются иногда двухсторонние корсеты в виде плоских сварных решеток, соединенных арматурными стержнями через просверленные в кладке отверстия. Подобным образом закреплены слабые и перегруженные стены старого здания МХАТа (реставрация 1980-х г.). Металлические корсеты маскируются обычно в специально пробиваемых штрабах или внутри толстого штукатурного слоя, что создает значительные трудности при укреплении столбов и пилонов сложного профиля, несущих лепной или живописный декор.

В практике реставрации нередки случаи замены старого строительного материала более прочным современным. Это может быть простая внешняя с перевязкой и сквозная перекладка с армированием опасной зоны. Например, аварийный просевший столб крыльца церкви Троицы в Никитниках (Москва) был разобран и переложен вместе с фундаментом (с временным сложным «вывешиванием» вышеуказанных конструкций). Перегруженный (безуспешно «усиляемый» еще в XVIII в.) раздавленный простенок алтарной преграды церкви Спаса за Золотой решеткой в Московском Кремле был переложен (также с временной разгрузкой) при реставрации 1979 г. Иногда старая кладка сохраняется фрагментарно или только в качестве облицовочного слоя, скрывающего внедренный в тело конструкции металлический или железобетонный несущий элемент.

Заделка современного несущего каркаса в ветхую или перегруженную кладку — довольно сложная задача, связанная с необходимостью глубокого штрабления, введения разгрузочного элемента, временного крепления и т.д. Кроме того, должна быть обеспечена полная передача нагрузки на новую

конструкцию, так как включение в совместную пропорциональную работу разнородных материалов практически неосуществимо из-за различных модулей деформации. Именно по этой причине при реставрации западной стены надвратной церкви Перервинского монастыря были демонтированы чугунные стойки XIX в., которые первоначально предполагалось сохранить внутри восстанавливаемых кирпичных пилонов. Металлические стойки достаточно часто применяются также для усиления или разгрузки деревянных зданий каркасного типа и срубов.

Несмотря на многообразие строительных конструкций, существуют общие для них приемы усиления, которые могут быть применены для различных видов конструкций. Основными способами усиления конструкций являются:

- 1) увеличение сечения элементов и их соединений за счет присоединения к ним новых элементов;
- 2) введение дополнительных элементов (связей, ребер, диафрагмы и т.д.), уменьшающих расчетные длины несущих элементов конструкций и повышающих их устойчивость;
- 3) разгрузка конструкций за счет замены тяжелых плит или утеплителя на легкие; установка ограничителей, изменяющих расположения коле кранов, снижение их грузоподъемность; снятие части тяжелого оборудования; создание разрушающих консолей;
- 4) изменение схемы передачи нагрузки с помощью дополнительных распределительных устройств, в том числе автоматических, при управлении работой конструкций;
- 5) изменение закрепления концов стрелы, например, шарнирного на жесткое, превращение однопролетных систем в многопролетные и т.д.;
- 6) устройство дублирующих элементов;
- 7) введение затяжек, шпренгелей, тяжей с созданием предварительного напряжения в конструкциях;

8) применение распорных устройств, снижающих расчетное усилие в сечениях элементов, а также подкосов, оттяжек, расчалок;

9) включение в совместную работу соприкасающихся элементов, например плит с балками или фермами и т.д.;

10) регулирование высотой (осадками) опор в статически неопределимых системах;

11) превращение рам и арок в фермы или фермы в распорные системы;

12) завальцовка или вклеивание растянутой проволоки;

13) упругий выгиб отдельных частей с последующим их соединением;

14) введение дополнительных элементов или конструкций, обеспечивающих пространственную работу покрытия или всего каркаса;

15) изменение свойств материала, например, упрочнение грунтов, древесины и т.д.

16) замена дефектных частей протезами или новыми элементами.

Приведенный перечень не является законченным, т.к. возникают все новые способы усиления или их усовершенствования. Особенно широко применяются способы усиления, основанные на предварительном натяжении с помощью затяжек и шпренгелей. Передаваемые затяжками и стойками шпренгеля реакции на конструкцию вызывают в ней снижение напряжения в момент усиления или ее разгрузку. При этом можно добиться не только полной разгрузки наиболее опасных сечений в конструкции, но и создания напряжений обратного знака, вплоть до величины, равной расчетному сопротивлению. Таким образом, общий прирост напряжений превысит величину расчетного сопротивления. Такого эффекта нельзя получить при изготовлении предварительно напряженных новых конструкций.

Решение задания.

Пример аналитического обзора.

Исходные данные:

Обследуемый объект жилой комплекс, состоящий из трех прямоугольных блоков размерами 18х35м. Блоки разделены сейсмошвами. Комплекс 4-х этажный с мансардным этажом. Высота этажей – по 4 м.

Ошибки проектировщиков и несоблюдение технологии бетонирования монолитных железобетонных конструкций приводят к образованию в железобетонных балках и плитах перекрытий трещин и прогибов недопустимой величины, а также к недостаточной прочности элементов. Для таких конструкций требуется не только увеличение несущей способности, но и восстановление эксплуатационной пригодности поврежденных конструкций.

Традиционные методы усиления железобетонных конструкций ориентированы на применение для усиления металлической арматуры или прокатной стали. Усиление обеспечивается наращиванием размеров, устройством обойм или рубашек, применением шпренгельных систем. Основные трудности такого усиления связаны с необходимостью обеспечения совместной работы связанных дополнительных элементов усиления с существующей конструкцией, что требует выполнения вскрышных работ, приварки к существующей арматуре, обетонирования элементов. Выполнение таких работ весьма трудоемко, нуждается в использовании дополнительного оборудования, выполнения опалубочных и бетонных работ. Необходимо значительное время для набора прочности бетона омоноличивания.

При этом увеличиваются размеры сечения, вес конструкций, затруднен контроль качества усиления. Эти работы обладают высокой трудоемкостью, длительностью выполнения, низкой эффективностью, высокой стоимостью.

Современные методы усиления строительных конструкций ориентированы на применение для усиления фиброармированных пластиков, представляющих собой композит из фиброармированных искусственных волокон в пластиковой основе. Они поставляются в виде композитных лент, тканей или сеток, которые содержат армирующие волокна из углерода, базальта, арамида или стекла в полимерной матрице из различных смол (эпоксидных, фенольных,

винилэфирных или других видов органических смол). Процесс поверхностного усиления фиброармированными пластиками занимает несколько часов, уже через сутки усиленная конструкция способна воспринимать дополнительные усилия, при усилении не увеличиваются размеры конструкций и их вес.

Применение поверхностного усиления железобетонных конструкций наклеиванием фиброармированных пластиков на бетонную поверхность отличается простотой выполнения, повышенной скоростью выполнения, высокой эффективностью, низкой трудоемкостью, снижением стоимости работ. На очищенную бетонную поверхность наносится грунтовка и затем наклеиваются пластиковые материалы. Фиброармированные материалы отличаются повышенной прочностью, коррозионной стойкостью, малым весом, Усиление нормальных сечений может повышает прочность растянутой арматуры в несколько раз, увеличить несущую способность по поперечной силе, радикально повысить прочность сжатого бетона.

Однако простое наклеивание фиброармированных пластиков на поврежденные железобетонные конструкции не уменьшает ширину раскрытия имеющихся трещин и существующие прогибы изгибаемых элементов. Фиброармированные пластики включаются в работу усиливаемых конструкций только при дальнейшем увеличении нагрузки, хотя при этом они уменьшают скорость раскрытия трещин и роста вертикальных прогибов. Поврежденные изгибаемые железобетонные конструкции не соответствуют требованиям эксплуатационной пригодности.

Для восстановления эксплуатационной пригодности поврежденных изгибаемых железобетонных конструкций предлагается применение предварительного напряжения усиливающих фиброармированных пластиков. Это может быть выполнено путем приподнимания поврежденного участка поврежденного железобетонного перекрытия на величину, превышающую существующий прогиб железобетонного перекрытия. Затем производится усиление изгибаемой конструкции наклеиванием фиброармированных лент или

сеток на поврежденные зоны и через несколько часов (длительность зависит от качества используемых клеев) производится опускание приподнятого участка.

В процессе опускания усиливаемого элемента фиброармирующие материалы включаются в работу конструкции и уменьшают деформации растянутой арматуры, что приводит к уменьшению ширины раскрытия трещин, ликвидации чрезмерных прогибов конструкции и восстановлению эксплуатационной пригодности железобетонного перекрытия.

Подъем изгибаемых элементов может производиться телескопическими стойками, домкратами или шпренгельными системами из канатов. Ниже приводим примеры восстановления эксплуатационной пригодности и повышению прочности поврежденных железобетонных перекрытий.

Обследование жилых Блоков показало, что сечения, армирование и прочность бетона несущих конструкций зданий соответствуют проекту, однако ригеля, балки и плиты перекрытий имеют трещины. Основным недостатком железобетонных перекрытий является наличие трещин шириной раскрытия до 0,45-0,50 мм в ригелях и плитах перекрытий, расположенных в следующих осях: - Блок «А» - перекрытие на отм. +10,000 в осях «7-9-Б-В»; - Блок «В» - перекрытие на отм. +18,000 в осях «27-28-Б-В» и перекрытие на отм. +22,000 в осях «21-22-В-Д»; - Блок «С» - перекрытие на отм. +18,000 в осях «14-18-Е-С», «14-18-Н-Р» ; и перекрытие на отм. +22,000 в осях «8-15-Л-Р». Усиление плит перекрытий производилось поверхностным усилением растянутой стороны с помощью фиброармированных пластиков. В качестве элементов усиления использовались фиброармированные ленты ламината MBRACE LAM CF 165/3000.50x1,2.100m the Chemical Company BASF (Германия). Ламинат представляет собой ленты шириной 50 мм, толщиной 1,2 мм, с прочностью на разрыв более 3000 МПа и модулем упругости не менее 165 ГПа. Ленты ламината наклеивались в виде сетки с ячейками 400x400 мм или 500x500 мм на участки плит с трещинами (Рисунок 1).

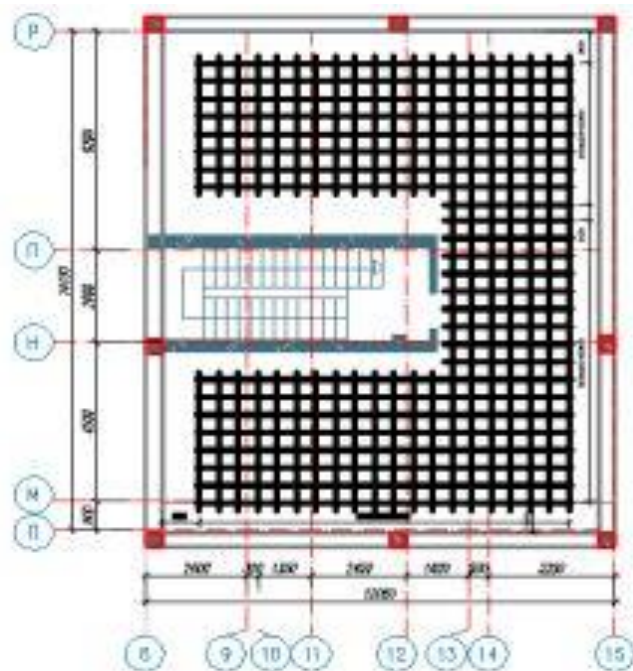


Рис. 1- Схема усиления плиты на отм. +22,000 Блока «С»

Для восстановления эксплуатационной пригодности поврежденных участком перекрытия производилось предварительное напряжение фиброплаковой арматуры.

Для этого усиливаемые участки плит перекрытий осуществлялся поднимались телескопическими стойками с созданием усилия не менее 10-15 тс до «зажатия» имеющихся трещин до величины 0,10-0,15 мм (Рисунки 3, 4). Величину подъема перекрытий контролировали с помощью прогибомеров ПАО-6 с ценой деления 0,01 мм. Ширина раскрытия трещин замерялась с помощью микроскопа МПБ-3 с ценой деления 0,02 мм. После демонтажа телескопических опор остаточная ширина раскрытия трещин в бетоне железобетонных плит перекрытий не превышала 0,10-0,25 мм, а прогибы перекрытий не превышали 18-30 мм.

Задания для самостоятельного решения.

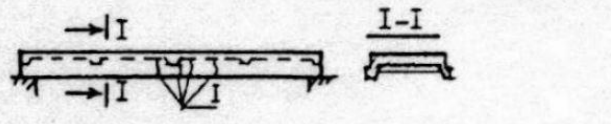
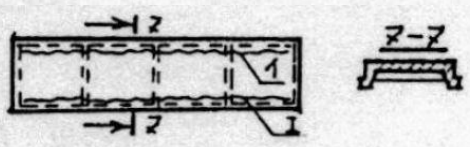
Таблица 1

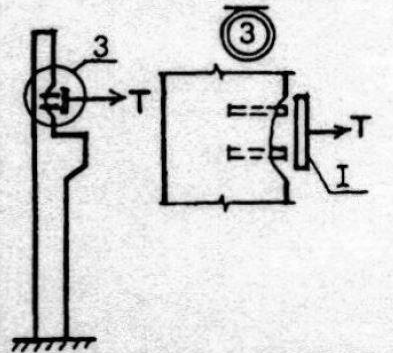
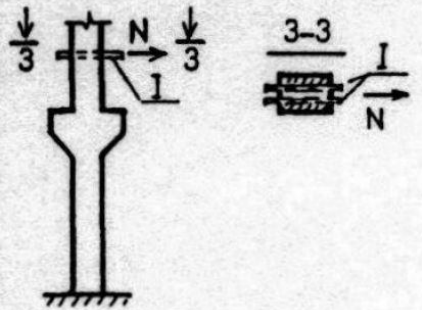
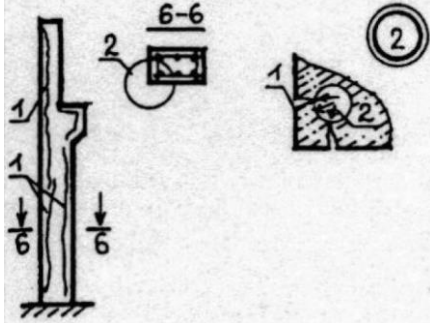
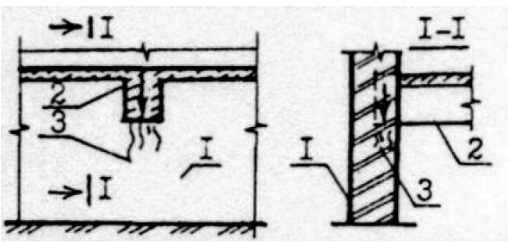
Таблица соответствия выбора варианта:

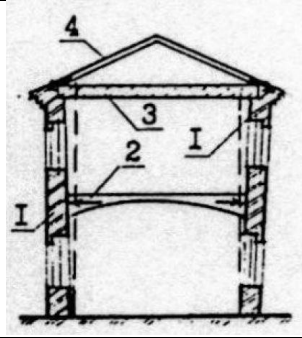
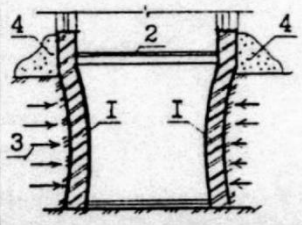
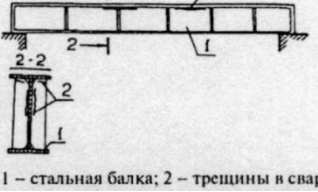
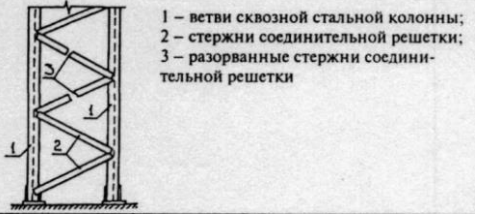
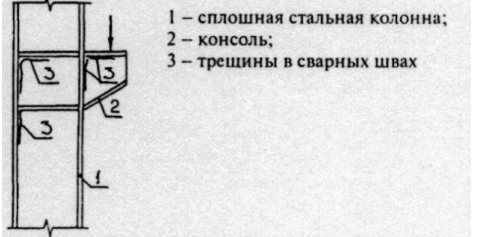
I – предпоследняя цифра, II – последняя цифра номера зачетки

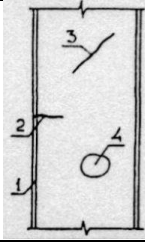
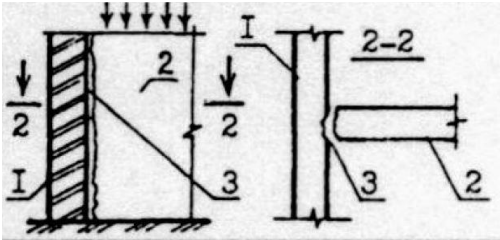
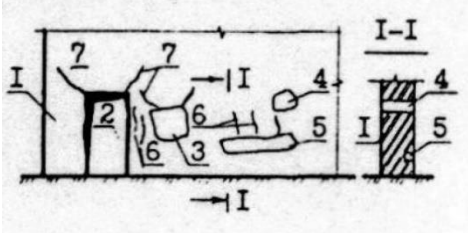
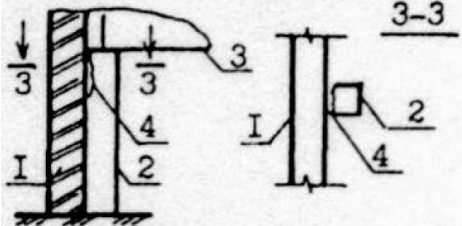
II I	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
1	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
2	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
3	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
4	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
5	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
6	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
7	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
8	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
9	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
0	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20

Таблица 2

Вариант	Вид повреждения	Схема повреждения
1	Нормальные трещины в растянутой арматуре	 I – нормальные трещины в растянутой зоне
2	Наклонные трещины у опор	 I – наклонные трещины у опор
3	Трещины по контуру полок плит	 I – трещины по контуру полки плиты

4	Нормальные трещины в сжатой зоне	
5	Обрыв закладных деталей	
6	Обрыв выпусков арматуры	
7	Трещины вдоль арматуры, ржавые подтеки	
8	Раздробление кладки, короткие трещины, скалывание кладки под опорами балок	

9	Отклонение стен от вертикали	
10	Выпучивание стен	
11	Выгиб из плоскости	 1 – стальная балка; 2 – ось незагруженной балки; 3 – изогнутая (из плоскости) ось балки
12	Образование трещин в сварных швах	 1 – стальная балка; 2 – трещины в сварных швах
13	Недопустимый прогиб	 1 – деформированная балка
14	Коррозия стенки и поясов	 1 – стальная балка; 2 – стенка пояса, ослабленная коррозией
15	Разрыв стержней соединительной решетки	 1 – ветви сквозной стальной колонны; 2 – стержни соединительной решетки; 3 – разорванные стержни соединительной решетки
16	Образование трещин в сварных швах	 1 – сплошная стальная колонна; 2 – консоль; 3 – трещины в сварных швах

17	Разрыв полок и стенок, трещины, пробоины	 1 – сплошная стальная колонна; 2 – разрыв полки и стенки; 3 – трещина; 4 – пробоина
18	Вертикальная трещина в месте сопряжения продольной стены с поперечной	
19	Вертикальные и наклонные трещины	
20	Вертикальная трещина в примыкании пилястры к стене	

Практическое занятие № 13. Пример определения технико-экономических показателей проекта ремонта (усиления) несущей конструкции здания.

Методические указания к выполнению задания.

При выполнении практической работы необходимо определить технико-экономические показатели проекта ремонта (усиления) несущей конструкции здания.

Условие задания.

Вариант исходных данных определяется по таблице 3. Используя исходные данные предоставленные в таблице 4, определить технико-экономические показатели проекта ремонта (усиления) несущей конструкции.

Указания к выполнению.

При выполнении работы необходимо определить технико-экономические показатели проекта ремонта (усиления) несущей конструкции, используя материалы лекционных занятий и нормативные документы ТСН – 2001, ГЭСН - 2017.

Варианты усиления железобетонных конструкций.

В зависимости от степени разгрузки усиливаемой конструкции схемы усиления разделяют на:

- заменяющие, с полным разгрузением усиливаемой конструкции;
- с частичным разгрузением, при котором часть нагрузки воспринимается существующими конструкциями, а часть конструкциями усиления.

Усиление разгружающими конструкциями разделяются на:

- усиление без изменения конструктивной схемы и напряженного состояния;
- усиление с изменением конструктивной схемы и напряженного состояния;
- усиление с изменением напряженного состояния;

– специальные случаи усиления.

Усиление заменяющими конструкциями.

Усиление несущих конструкций перекрытий, покрытий, балок на действие изгибающих моментов с применением заменяющей схемы может выполняться как отдельными конструктивными элементами (балки, плиты, фермы), так и взаимосвязанными системами из железобетонных, либо стальных элементов.

Заменяющую схему усиления рекомендуется применять для усиления небольших участков, а также при значительном дефиците несущей способности, а также для конструкций, находящихся в аварийном техническом состоянии.

Заменяющие конструкции, как правило, следует выполнять над существующими усиливаемыми конструкциями. При этом между конструкцией усиления и существующей конструкцией необходимо организовывать зазор для обеспечения свободного прогиба заменяющей конструкции.

При необходимости выполнения заменяющей конструкции расположенной под конструкцией усиления следует устраивать сквозные отверстия в существующей конструкции для пропуска стоек усиления.

При выполнении усиления рагружающими, либо усиливающими элементами, следует максимально разгрузить существующую конструкцию, убрав временную нагрузку.

Усиление наращиванием (набетонкой)

Усиление набетонкой рекомендуется выполнять в случае ограничения доступа с нижней стороны элемента, а также при отсутствии необходимости усиления вертикальных конструкций и фундаментов.

Для обеспечения совместной работы усиливаемой конструкции с набетонкой необходимо устройство поперечных связей в виде поперечной арматуры, либо шпонок. При соответствующей расчетном обосновании и обеспечении адгезии допускается выполнять связь путем насечки и нанесения подготовительного состава.

Не рекомендуется применение усиления набетонкой перearмированных конструкций при $\xi > \xi_R$ и уровне нагрузки более 80% от несущей способности.

Толщину набетонки следует принимать исходя из обеспечения величины защитного слоя бетона согласно СП 63.13330 для армированных набетонок, и не менее 60 мм.

При устройстве местного усиления только на длине поврежденного участка усиление необходимо распространять и на неповрежденные части, как правило, на длину не менее 500 мм и не менее:

- $5h$ (h - высота сечения изгибаемого элемента);
- $5l_{an}$ (где l_{an} - длина анкеровки продольной арматуры усиления);
- $2b$ ($b > a$, где a, b – длины сторон сечения балки).

Усиление приваркой арматуры.

При необходимости усиления только растянутой зоны элемента рекомендуется усиление путем приварки дополнительной арматуры.

Обнажение существующей арматуры выполняется локально, с шагом $20d$.

Усиление путем приварки не допускается для конструкций при слое коррозии более 0,3 мм, а также без частичного разгрузки при высоких напряжениях в арматуре.

Сварка арматуры усиления должна соответствовать требованиям ГОСТ 14098.

При напряжении арматуры электротермическим способом температура нагрева арматуры не должна превышать 400°C .

Усиление шпренгелями и затяжками.

Усиление конструкций, для которых по условиям эксплуатации невозможно, либо затруднено выполнение частичного разгрузки, рекомендуется выполнять предварительно напряженными затяжками и шпренгелями. Предварительное натяжение выполняется механическим, электротермическим или комбинированным способом.

В качестве предварительно напряженной арматуры усиления рекомендуется применять арматуру класса не ниже А500С диаметра 16...40мм. Для сильно нагруженных и массивных конструкций следует применять затяжки из стального проката.

Усиление изменением конструктивной схемы.

В случае, когда по условиям эксплуатации другие методы усиления приводят к стеснению, либо затрудняют ее, рекомендуется применять усиление с подведением упругих, либо жестких опор.

Усиление упругими опорами выполняется путем подведения под усиливаемую конструкцию балочных и ферменных элементов из стального проката, с последующим включением их в работу путем подклинки.

Жесткие опоры выполняют из железобетонных или стальных стоек, устанавливаемых на существующие, либо новые фундаменты. Для снижения податливости опор следует отдавать предпочтение опиранию на существующие фундаменты, даже в случае необходимости их усиления.

Для обеспечения включения в работу жестких опор необходимо обеспечение частичного разгружения усиливаемых конструкций путем снятия временной нагрузки, либо временного подъема.

Усиление железобетонными обоймами.

Для усиления сжатых элементов (колонн, стен и др.) применяют усиление в виде рубашек, обойм, либо предварительно напряженных распорок.

Обоймы из железобетона, выполняют в пределах одного или нескольких этажей, с доведением в верхнем сечении до уровня вышележащего перекрытия, а в нижнем – до верхнего обреза фундамента. При усилении обоймой на локальном участке конструкции допускается высоту обоймы выполнять с заведением за участок усиления не менее чем на $2b$, где – b наибольший размер сечения элемента.

Для внецентренно сжатых стержневых элементов с квадратным либо круглым поперечными сечениями и малым эксцентриситетом продольной силы

рекомендуется применять железобетонные обоймы со спиральным поперечным армированием.

При конструировании обойм со спиральным армированием следует выполнять следующие требования:

- диаметр поперечной арматуры следует принимать не менее 6мм;
- спирали в плане должны быть круглыми;
- расстояние между витками спирали в осях должны быть не менее 40мм и не менее 1/5 диаметра сечения ядра обоймы, охваченного спиралью и не более 100мм;
- у опор обоймы и в местах концентрации усилий шаг спирали не должен превышать 50мм;
- спирали должны охватывать всю продольную рабочую арматуру.

Армирование обойм принимается согласно расчета, при этом диаметр продольной рабочей арматуры принимают не менее 16 мм, поперечной вязаной арматуры не менее 6 мм, сварной – не менее 8 мм.

Рубашки из железобетона

Усиление рубашками следует выполнять в случае, если по каким-либо причинам невозможно выполнение замкнутой обоймы.

При учете совместной работе рубашки и усиливаемой конструкции поперечная арматура рубашки должна быть заанкерена путем приварки к существующей арматуре элемента. В противном случае усиление следует проектировать на восприятие всей нагрузки.

При усилении рубашкой на локальном участке конструкций допускается высоту обоймы выполнять с заведением за участок усиления не менее:

- l_{an} продольной арматуры рубашки; l
- $5t$, где t - толщина рубашки; $t \geq 5t$
- b - ширина грани или диаметра усиливаемого элемента;
- 500мм.

Армирование рубашек принимается согласно расчета, при этом диаметр продольной рабочей арматуры принимают не менее 8мм, поперечной вязаной арматуры не менее 6мм, сварной – не менее 8мм.

Обоймы из стального проката.

Обоймы из стального проката рекомендуется для элементов с малыми эксцентриситетами продольной силы. С целью снижения расчетной длины ветвей сжатых элементов обойм необходимо обеспечить их плотное прилегание к бетону усиленной колонны, путем устранения неровностей, зачеканки зазоров между элементами усиления и бетоном колонны, а также натяжения поперечных планок.

При необходимости усиления сжатых элементов с большими эксцентриситетами, а также при двузначной эпюре моментов рекомендуется применять обоймы с вертикальными элементами из предварительно напряженных распорок. В зависимости от действующих усилий распорки могут быть как односторонними, так и двухсторонними.

Величину напряжения распорок рекомендуется принимать 40...70МПа.

Конструктивные решения по усилению на действие поперечных сил и продавливание.

Усиление изгибаемых элементов на действие поперечных сил рекомендуется выполнять путем установки дополнительной поперечной арматуры.

Для стержневых элементов наиболее рационально применение дополнительного поперечного предварительно напряженного армирования, напряжение которого выполняют механическим, либо электротермическим способами.

Усиление плитных конструкций рекомендуется выполнять поперечным армированием, устанавливаемым в сквозные отверстия и имеющие надежную анкеровку по концам. Также, допускается применение вклеенной поперечной арматуры, устанавливаемой под углом 45^0 к плоскости плиты.

В случае недостаточной несущей способности при усилении поперечным армированием следует применять усиление рубашками, подведением дополнительных опор и др. В этих случаях особое внимание следует уделять обеспечению совместной работы нового и старого бетона, а также достаточной прочности и жесткости новых опор.

Варианты ремонта железобетонных конструкций.

Замена поврежденного бетона.

В зависимости от состояния конструкционного бетона или загрязнения бетона хлоридами, а также глубины карбонизации, определенный объем бетона повреждается вследствие коррозии бетона или арматурных стержней или снимается во время ремонта. Такие удаленные участки подлежат замене подходящим материалом. В целом для ремонта бетона следует использовать следующие материалы:

- цементные растворы или бетон;
- торкретируемые цементные растворы или бетон;
- полимер-модифицированные цементные растворы или бетон;
- полимерные растворы.

Для значительной толщины ремонтируемого бетона следует применять бетон ГОСТ 26633–2012 и торкрет-бетон ВСН 126-90. Бетон и торкрет-бетон характеризуется минимальным размером заполнителя 8 мм и обычно наносится слоями толщиной не менее 30 мм (торкрет-бетон) или 50 мм (монолитный бетон).

Для цементных растворов максимальный размер зерен ограничен 4 мм, а наносимые слои должны иметь толщину от 20 до 40 мм. Цементные растворы нормированы и также должны соответствовать требованиям, обусловленным внешними факторами воздействия, а также несущими характеристиками конструкции. Цементные растворы, следует использовать для создания более тонких слоев по сравнению со слоями бетона. Нанесение должно осуществляться путем заливки в опалубку или путем торкретирования. При

нанесении цементных растворов торкретированием в сухую смесь добавляются полимеры, и такие материалы называются полимер-модифицированными торкретируемыми цементными растворами/бетоном.

Основу полимер-модифицированных растворов составляет цементный раствор, содержащий дополнительные полимеры. Такие растворы следует наносить вручную (полимерцементный бетон) или торкретированием (торкретируемый полимерцементный бетон). Выбор метода нанесения осуществляется с учетом ориентации поверхности.

В отличие от бетона, цементных растворов или полимер-модифицированных растворов полимерные растворы состоят исключительно из полимеров и не содержат цемента в качестве вяжущего вещества.

Грунтовочное и мелкозернистое покрытие следует наносить перед и после нанесения полимерцементного бетона. Грунтовочные покрытия следует наносить на бетонную поверхность и на арматуру. Это обеспечивает сцепление с бетоном и стальными поверхностями. Оба покрытия содержат заполнитель с максимальным размером зерна менее 1 мм, что обеспечивает нанесение с небольшой толщиной. Нанесение покрытия следует выполнять кистью или эквивалентными инструментами.

Перед ремонтом бетона на арматурные стержни наносят противокоррозионные защитные покрытия. Противокоррозионные защитные покрытия состоят из эпоксидных смол или материалов на основе цемента.

Противокоррозионные защитные покрытия на основе цемента следует использовать в сочетании с грунтовочным покрытием и применяются без ограничений, поскольку такие материалы обеспечивают активную защиту стали за счет собственной щелочности, а не путем создания барьера вокруг стали, как это делают системы на основе эпоксидных смол.

Варианты усиления каменных конструкций.

Несущая способность каменных и кирпичных столбов, простенков, пилястр и пилонов может быть значительно увеличена устройством стальных,

железобетонных или армированных растворных обойм, создающих боковое обжатие кладки. Обоймы устраивают в тех случаях, когда несущая способность столбов, простенков и пилястр недостаточна при реконструкции и надстройке зданий или при значительных повреждениях кладки (трещины, раздробления, сколы).

Стальная обойма состоит из вертикальных уголков, устанавливаемых на растворе по углам усиливаемого элемента, и хомутов (поперечных планок) из полосовой стали или круглых стержней, привариваемых к уголкам. Расстояние между хомутами должно быть не более меньшего размера сечения элемента и не более 55 см. Для защиты от коррозии стальную обойму оштукатуривают цементным раствором М50-100 толщиной 2-3 см по металлической сетке. Сечение уголков и хомутов определяют расчетом. Рекомендуется применять уголки с полками размером 50-75 мм и хомуты из полосовой стали сечением 40х5-60х12 мм или из круглой стали диаметром 12-30 мм.

Для получения эффекта обжатия кладки зазор между кладкой и уголками следует тщательно заделывать (зачеканивать) цементным раствором М50-100 и обжимать с помощью напрягаемых обойм. Для натяжения гайки закручивают динамометрическим ключом. Величина натяжения 30-40 кН.

Железобетонная обойма выполняется из бетона В 12,5 и выше с армированием вертикальными стержнями диаметром 10-16 мм и хомутами диаметром 6-10 мм. Расстояние между хомутами должно быть не более 15 см. Класс бетона должен быть больше марки кирпича. Толщина обоймы принимается по расчету и может изменяться от 4 до 12 см. Бетонирование производится в опалубке.

Усиление каменных конструкций армированными растворными обоймами производится так же, как и железобетонными обоймами. При этом на поверхность конструкций вместо бетона наносят слоями по 2-3 см цементный раствор М75-200 вручную, с помощью растворонасоса или торкретированием.

При отношении ширины столба или простенка к толщине более двух в середине устанавливают дополнительные поперечные связи, пропускаемые через кладку на расстоянии не более двух толщин и не более 100 см.

Поврежденные пилястры усиливают стальными или железобетонными обоймами, как показано на рис. 4.3. Обоймы должны охватывать пилястру с трех сторон. При этом через стену пропускают стяжные хомуты диаметром 18-22 мм. Хомуты после установки обоймы затягивают снаружи с помощью гаек, под которые подкладывают стальные упорные шайбы 10х10 см толщиной 10-12 мм или обрезки швеллеров.

Перед устройством обойм поврежденную трещинами кладку столбов, простенков и пилястр рекомендуется усилить инъецированием цементного или цементно-полимерного раствора.

При местном повреждении кладки простенков, столбов, пилястр (вертикальные или косые трещины небольшой длины, раздробление и сколы кладки под концами перемычек в местах опирания балок, ферм) устройство обойм необязательно. Поврежденные участки достаточно стянуть одиночными хомутами (бандажами) из полосовой стали 6х60 (80) мм, а поврежденную кладку заинъецировать цементным раствором под давлением.

Столбы и простенки перекладывают в следующих случаях: когда усиление конструкций обоймами, инъекцией и т.п. экономически и технически нецелесообразно (значительное повреждение или ослабление сечения, аварийное состояние кладки); при надстройке и реконструкции зданий, когда указанные способы усиления недостаточны; при необходимости сохранения архитектурного облика здания.

Варианты ремонта каменных конструкций.

Дефекты кирпичной кладки и способы их устранения.

Основными дефектами кирпичной кладки являются трещины, разрушение кладочного раствора швов, расслоение рядов, разрушение отдельных кирпичей, деформация стен в виде их выпучивания и отклонения от вертикали.

Ремонт трещин.

Ремонт трещин в кирпичной кладке следует производить лишь после того, как их увеличение прекратится. Иначе все предпринятые усилия окажутся напрасными. Если ширина трещины не превышает 5 мм, для ее заделки можно использовать цементный раствор.

Предварительно ее следует очистить от мусора и смочить изнутри. Для очистки можно пользоваться щетками, ручными шлифовальными машинками, сжатым воздухом.

Чтобы обеспечить лучшее сцепление раствора с кирпичами, края щели рекомендуется сбить с помощью молотка.

Трещины шириной, превосходящей 10 мм, относятся к критичным и должны устраняться немедленно. Для их устранения своими силами можно воспользоваться одним из следующих способов:

- Поврежденный участок кладки разбирается, начиная с верхнего ряда, и заменяется на новую. Материал в ней укладывается способом «кирпичный замок». В состав кладки рекомендуется включать куски арматуры или металлические полосы, которые перекрывали бы щель.
- Если возможность разборки кладки отсутствует, то технология ремонта позволяет использовать цементный раствор, дополняемый металлическими анкерами. Этот металлический крепеж должен устанавливаться в нескольких местах вдоль трещины и закрепляться к обоим краям трещины с помощью дюбелей. Если анкеры установить невозможно, то стена должна быть укреплена изнутри дома.

Решая, чем заделать вертикальные трещины в кирпичной кладке, следует учитывать, что это может производиться и с помощью монтажной пены. В этом случае пену, застывшую в щели, подрезают на глубину около 2 см, а оставшееся пространство заполняют цементным раствором.

Ремонт швов в кирпичных кладках.

Ремонт кирпичных стен необходим и тогда, когда цемент, связующий кирпичи, начинает крошиться и выпадать. Когда повреждения носят единичный характер, дефект устраним довольно легко своими силами. Ремонт и заделка швов кирпичной кладки в этом случае производится в следующем порядке:

- старый отделившийся цемент удаляется с помощью стамески или отвертки. Осколки цемента заталкивать внутрь не рекомендуется;
- кирпичи, прилегающие к поврежденному шву, смачиваются струей воды, которой также удаляются крошки старого цемента;
- очищенные шовные пространства заполняются новым раствором с помощью узкого мастерка.

Свежий раствор, используемый для ремонта, должен содержать минимальный объем влаги. Это позволяет ему лучше удерживаться в заделываемых швах. В первую очередь должно производиться заполнение вертикальных швов. Горизонтальные швы заполняются во вторую очередь. По мере приближения к верхней стенке используемый раствор должен быть более сухим, чем во внутреннем пространстве швов.

Замена поврежденных кирпичей

Меняем поврежденный кирпич

Выветривание кирпичной кладки, а также проникновение в нее влаги могут стать причиной растрескивания или даже полного разрушения одного или сразу нескольких кирпичей. Поскольку подобные «дыры» в стенах превращаются в дополнительный разрушающий фактор, с заменой поврежденных кирпичей тянуть никогда не стоит.

Если поврежденный кирпич стоит в заметном месте, то с поиском замены для него могут возникнуть некоторые трудности. Это связано с тем, что оттенки этих изделий могут быть различны в разных партиях. Более того, даже если остались кирпичи из ранее использованной партии, то и их цвет будет отличен, поскольку кирпичи, установленные в кладку, подвержены довольно быстрому выгоранию.

Чтобы извлечь из кладки кирпич, утративший свою целостность, поступают следующим образом:

- в цементе, фиксирующем кирпич, выбуривается серия отверстий, причем отверстия делаются как можно ближе друг к другу;
- если цемент сохраняет свою прочность и если кирпич извлечь не удастся, следует воспользоваться зубилом, чтобы разрушить остатки цемента, удерживающего кирпич на месте.

В том случае, когда решено кирпич использовать повторно, после его изъятия из кладки он должен быть опущен в ведро с водой. Если же используется новый кирпич, что он должен быть замочен хотя бы за час до установки.

Отверстие, где находился поврежденный кирпич, должно быть очищено от остатков старого цемента. Оросив его водой, на его дно наносят подушку раствора. На подготовленный для замены и замоченный кирпич также наносят раствор с боков и сверху. После этого кирпич вставляется в подготовленное для него пространство. Пустоты, оставшиеся в швах, заполняются дополнительным количеством раствора.

Устранение деформаций кирпичных стен

Восстановление кирпичной стены, подвергшейся деформации, должно предваряться выяснением вызвавших ее причин. Вполне может произойти так, что сначала придется укреплять фундамент, устранять причины, вызвавшие его проседание, для чего может потребоваться, например, произвести ремонт уложенного поблизости водопровода, организовать отвод грунтовых вод или принять другие меры.

Факт деформации кирпичных стен можно установить:

- визуально;
- с помощью замеров;
- путем проверочных расчетов нагрузки на кирпичные кладки.

Прежде, чем начинать ремонт кирпичной кладки стен, подвергшихся деформации, необходимо:

- проверить то состояние, в котором находятся внутренние конструктивные связи сооружения, убедиться в отсутствии их разрывов;
- произвести проверку на предмет смещения опор, балок, плит перекрытия;
- убедиться в отсутствии чрезмерных нагрузок на кладку.

Деструкция кирпичной кладки вследствие ее деформации предотвращается методом частичной или полной разборки стен и их перекладки в сочетании с усилением, производимым согласно расчетам.

Высолы.

Высолы появляются на поверхности кирпича в результате проступания растворимых в воде солей. Когда кирпичная кладка становится влажной, соли растворяются. Когда высыхает – соли проступают на внешней или внутренней поверхности кладки в виде белого налета. Чаще всего такой процесс можно наблюдать на свежей кирпичной кладке.

Реальный способ избавиться от этого – периодически счищать солевые отложения щеткой по мере их появления на сухой поверхности кладки. Основная ошибка – смывать высолы водой, т.к. в результате контакта с водой соль не будет смываться до конца, она будет растворяться и впитываться в кладку, после высыхания же опять проступит на поверхности.

Эти кристаллы все время расширяются и сжимаются в зависимости от состояния кладки – сухая она или влажная. Такое движение с течением времени приводит к отслаиванию, растрескиванию и осыпанию поверхности кирпича.

Такой процесс иногда путают с разрушением под действием мороза.

Известковые пятна.

Зачастую известковые пятна путают с высолами на поверхности кирпичной кладки. Причиной появления белых известковых пятен является некачественный строительный раствор, заполняющий швы. Такие пятна не исчезают при повышении влажности.

Появляются такие пятна путем вымывания водой свободной извести из раствора, и дальнейшего испарения влаги. Известь же осаждается на поверхности кирпича в виде нерастворимого в воде налета.

Если пятна извести после нескольких (обычно трех) обработок не удаляются, вероятность их окончательного удаления самостоятельно близка к нулю.

Способы ремонта кладки.

Для того, чтобы осуществить качественный ремонт трещин в кирпичной кладке, необходимо подобрать правильный способ их заделки.

Существуют следующие варианты устранения дефектов:

- Мелкие трещины в стеновых конструкциях можно успешно заделать с помощью эпоксидной смолы. Она обладает отличными склеивающими свойствами.
- Более серьезные повреждения исправляются с помощью цементно-песчаного раствора.
- Можно выполнить армирование внешней части кладки при помощи набивания металлической сетки на поврежденную зону. Сверху укладывается цементно-песчаный раствор. После высыхания производится его зачистка. Иногда в качестве армирующего слоя используются углеволоконные ленты.
- Также используются стальные каркасы или анкера, при помощи которых производится скрепление материала по обеим сторонам полости.
- Для ремонта стены может применяться закладка арматуры в штробы.
- Наиболее эффективным способом в настоящее время можно назвать инъектирование трещин в кирпичной кладке с использованием полимерных материалов.

Способы устранения дефектов стен зданий. При ширине полостей более 2 см, для ремонта кладки применяются металлические анкеры или каркасы. Ремонт стеновых конструкций с помощью металлических гибких связей.

В особо серьезных случаях повреждения, потребуется полная или частичная разборка поврежденного участка и создание новой кладки. Рассмотрим самые распространенные варианты ремонта более подробно.

Цементирование трещин.

Наиболее применяемым способом устранения небольших дефектов кладки является заделка цементно-песчаным раствором или ремонтными смесями. Этот вариант чаще всего является чисто косметическим – он предотвращает попадание пыли и грязи в пустоты, но не герметизирует их.

Инструкция по проведению работ:

- Трещина тщательно очищается от остатков строительного раствора, пыли и грязи. Если есть необходимость, то пустоты расширяются шпателем.
- Приготавливается цементно-песчаный раствор, либо разводится готовая ремонтная смесь.
- Затем полость заполняется при помощи шпателя или монтажного шприца.
- В конце работы требуется удалить остатки раствора с поверхности кладки.

Если на стене присутствует большое количество трещин, то можно использовать ее цементацию. Для этого применяют трубы диаметром 1 – 2 см, через которые под давлением в стену нагнетается цементно-песчаный раствор. Предварительно в стеновой конструкции выполняются небольшие отверстия.

При растрескивании и высыпании раствора в швах кладки требуется произвести их ремонт следующим образом:

- Швы освобождаются от старого раствора на глубину в полкирпича при помощи зубила и молотка.
- Полости грунтуются.
- Затем их необходимо тщательно заполнить новым раствором.
- Швы выравниваются шпателем или расшиваются.

Старый раствор необходимо удалить. Замену раствора в швах стеновых конструкций можно выполнить своими руками. После заполнения швов необходимо удалить остатки раствора

Для того, чтобы дефекты не образовывались вновь, стоит обработать места ремонта гидроизоляционными средствами.

Частичная замена элементов кладки.

Иногда отдельные участки кладки полностью теряют свой внешний вид и несущие свойства. Если образование трещин в кирпиче произошло из-за разрушения самого материала, то необходимо разобрать поврежденный участок. Новые элементы устанавливаются на более плотный по консистенции раствор.

- Необходимо сделать временные подпорки для кладки, расположенной выше поврежденного участка.
- Демонтируются все разрушенные кирпичи. Основание зачищается.
- Новые элементы стены укладываются в виде замка на цементно-песчаный раствор.
- Заделываются границы между вновь уложенным участком и старой кладкой.

Вставка нового кирпича позволит избавиться от дефекта кладки. Схема вставки замков с якорем. Способы заделки дефектных участков стены. Замена части кладки

Временные подпорки можно убирать не ранее, чем через неделю после окончания ремонтных работ.

Инъектирование кирпичной кладки.

Инъектирование может осуществляться различными видами растворов в зависимости от размера и формы дефекта, а также типа конструкции.

Для этого в основном используются:

- Полиуретановые смолы;
- Эпоксидные смолы;

- Специальные полимерные гели;
- Микроцемент.

Инъектирование стеновых конструкций.

Такой способ заделки полостей позволяет обойтись без разборки поврежденных участков, что значительно снижает трудоемкость и стоимость ремонта.

- Перед началом ремонтных работ производится разметка поверхности и сверление отверстий в стене под углом 10° – 45° в зависимости от толщины конструкции. Отверстия могут быть глухими или сквозными в зависимости от вида ремонта.
- Далее в отверстия вставляются инъекторные трубки, которые замоноличиваются в стены.
- Через них закачиваются полимерные материалы. Для этого используются специальные насосы высокого давления. Материал проникает во все полости в конструкции, в том числе и в те пустоты, которые нет возможности обнаружить визуально.
- В дальнейшем полимерный состав схватывается, прочно скрепляя края кладки. Кроме того, он образует защитный слой, препятствующий проникновению влаги внутрь стен.

После завершения всех работ трубки убираются, а отверстия заполняются строительным раствором. Цена на выполнение таких работ достаточно высокая, но сам метод очень эффективен. Он дает возможность капитального ремонта стеновых конструкций.

Варианты усиления металлических конструкций.

Усиление металлических колонн.

В современной практике строительства усиление стержневых элементов конструкций производится в основном тремя методами:

- уменьшением расчётной длины стержней.
- увеличением поперечного сечения;

Усиление уменьшением расчётной длины сжатых элементов является одним из самых распространённых способов усиления металлических конструкций, увеличивающим их устойчивость и повышающим несущую способность сжатых стержней на 10–30 %.

Этот метод усиления применяется:

- при усилении сжатых элементов решётчатых ригелей и сжатых стоек;
- когда непосредственное усиление усиливаемой конструкции не представляется возможным;
- если он экономически и конструктивно целесообразен в сравнении с другими методами усиления.

Присоединение деталей усиления к усиливаемой конструкции выполняется с помощью:

- сварки;
- на болтах класса точности А, В или высокопрочных.

Технология работ при усилении конструкций под нагрузкой должна обеспечивать минимально-возможное ослабление сечений усиливаемых элементов, которое может быть вызвано нагревом при сварке или рассверловкой дополнительных отверстий. Если у усиливаемых конструкций отсутствуют данные о свариваемости стали, то для соединения элементов усиления сварку можно применять только после проведения оценки свариваемости. Кроме того, необходимо обратить внимание на правильный порядок сварки во избежание больших усадочных напряжений и разрыва усиливаемых или рядом расположенных элементов.

При присоединении элементов усиления на болтах необходимо вести работы с минимально-возможным ослаблением усиливаемого элемента. Поэтому каждое последующее отверстие необходимо сверлить только после установки болта в предыдущее.

Марку стали элементов усиления следует назначать с учётом качества стали усиливаемой конструкции. Применяемая для элементов усиления сталь

не должна уступать по качеству металлу усиливаемых конструкций (по механическим свойствам, вязкости и свариваемости).

Уменьшение расчётной длины может быть необходимо:

- в плоскости усиливаемого конструктивного элемента;
- из плоскости.

При усилении конструкций методом уменьшения расчётных длин следует учитывать:

- действующие напряжения в элементах конструкции от существующей нагрузки (включение в работу усиливающих элементов возможно только после увеличения на усиливаемый элемент);

- восприятие усиливающими элементами в статически-определимых системах части действующей нагрузки;

- изменение расчётной схемы с внутренне статически-определимой на внутренне статически-неопределимую: в статически-неопределимых системах усилия распределяются в соответствии с жёсткостями элементов конструкции, вследствие чего при увеличении нагрузки в результате перераспределения усилий растянутые раскосы могут стать сжатыми.

Основная цель усиления колонн — увеличение несущей способности на сжатие или снятие в них сжимающих напряжений.

Усиление колонн методом уменьшения расчётной длины в общем случае может быть достигнуто:

- постановкой дополнительных связей (распорок, решёток или шпренгелей);

- подкосов. Для ограничения расчётной длины колонн в плоскости осуществляется:

- 1) устройство подкосов.

- 2) усиление решётки с помощью введения дополнительных распорок.

Для уменьшения расчётной длины сжатых колонн в плоскости производится:

- 1) постановка дополнительных связей — распорок.
- 2) устройство предварительно-напряжённых шпренгелей

Однако, необходимо учитывать, что включение в работу усиливающих элементов возможно только после увеличения нагрузки на элементы, подверженные усилению. Усиление под нагрузкой (без частичной разгрузки) возможно, если напряжение в элементе или соединении не превосходит $0,8 \cdot R$ (для сжатых стержней напряжения вычисляют с помощью коэффициента φ). В большинстве случаев оказывается возможным выполнить усиление, не разгружая конструкции от постоянной нагрузки, так как доля кратковременных нагрузок обычно больше 20 %.

Однако, если произвести усиление под полной нагрузкой невозможно, производится разгрузка усиливаемых конструкций. К простым способам разгрузки эксплуатируемых конструкций относится:

- 1) снятие временных нагрузок (очистка от снега, пыли, полезных нагрузок от оборудования и материалов);
- 2) установка временных стоек для колонн.

Простейший способ разгрузки стропильных ферм это установка временных стоек, расположенных внутри здания и опирающихся на временные фундаменты. Верх стоек снабжается домкратами или приспособлениями, позволяющими приподнять нижние узлы фермы и тем самым частично разгрузить ферму.

Разгрузка колонн возможна с помощью стоек, установленных вне здания. Оттяжка позволяет приподнять верхние узлы фермы и передать часть нагрузки на временную стойку частично разгрузив колонну.

Увеличение площади сечения для усиления несущей способности металлоконструкций производят присоединением к существующему элементу на сварке или высокопрочных болтах дополнительного элемента, увеличивающего площадь первого.

Наиболее простым и часто употребляемым способом повышения несущей способности сплошных и сквозных колонн является способ, основанный на увеличении поперечного сечения колонн с помощью прикрепления к ним на сварке или высокопрочных болтах дополнительных элементов усиления из профильного или листового проката. Такой способ является достаточно эффективным и может применяться практически при любом повышении нагрузок.

Недостатком метода увеличения сечения колонн является необходимость частичной разгрузки на время усиления из-за возможности дополнительного изгиба свариваемых элементов под влиянием сварочных напряжений, которые могут привести к потере несущей способности элементов металлических колонн. Поэтому такое усиление колонн должно проводиться с частичной разгрузкой, чтобы напряжение в них не превышало 40% расчетного сопротивления старого металла. Этот способ усиления требует выполнения большого объема сварочных работ на месте усиления, что может вызвать необходимость остановки производственного процесса.

Усиление соединений элементов металлоконструкций выполняют за счет увеличения катета и длины сварных швов, а также постановки дополнительных болтов или замены заклепок болтами для болтовых и заклепочных соединений.

Усиление металлических колонн может осуществляться путем: уменьшения расчетной длины; введением затяжек и оттяжек; устройства переносных преднапряженных устройств; установки предварительно напряженных распорок; обетонирования колонн; увеличением сечения колонн.

Схему усиления колонн выбирают с учетом конкретных условий, состояния усиливаемых конструкций, причин, вызвавших необходимость усиления, а также экономических соображений.

Для группы колонн целесообразно использовать способ установки дополнительных связей или с помощью жестких предварительно напряженных

раскосов и распорок, так как при этом помимо усиления происходит повышение их устойчивости.

Для высоких колонн большой гибкости необходимо вводить предварительно напряженные оттяжки или шпренгельные затяжки.

Усиление металлических балок.

Усиление металлических балок может быть местным (путем установки накладок и ребер) или общим (посредством шпренгелей, изменением опорного сопряжения; наиболее эффективна затяжка вдоль нижнего пояса, при которой несущая способность балки может быть увеличена до 80% при минимальных затратах материала).

Повышение несущей способности изгибаемых элементов достигается при симметричном расположении элементов усиления или создании симметрии относительно нейтральной оси. При этом должна быть обеспечена надежная совместная работа нового сечения с балкой, а вся конструкция не только защищена от коррозии, но и от возникновения «мостиков холода».

Металлические балки можно усилить несколькими способами:

- установкой дополнительных опор;
- увеличением сечения накладками, особенно на высокопрочных болтах;
- шпренгельными системами;
- изменением опорных сопряжений посредством перевода разрезных балок в неразрезные;
- регулированием напряжений натяжными и распорными устройствами.

Весьма эффективным и перспективным усилением балочных систем является изменение их расчетной схемы путем создания неразрезной системы и опорных подкреплений, а также регулирования напряжений натяжными и распорными устройствами. Эти устройства еще мало разработаны, но обладают важными достоинствами в условиях реконструкции действующих объектов, в частности простотой и доступностью приемов и контроля регулирования

усилий, исключением громоздкого оборудования при производстве работ, использованием домкратов, муфт и пр.

Балки и прогоны с искривлениями в плоскости большего момента инерции, величина которых не менее $1/100$ пролета, следует демонтировать и выправлять. При резких искривлениях балки рекомендуется разрезать в местах наибольших выгибов, выправлять и затем стыковать.

Хотя балочные конструкции относятся к изгибаемым элементам, необходимо помнить, что верхний пояс у них сжат и испытывает местное сжатие от сосредоточенной нагрузки.

Местная потеря устойчивости, как правило, проявляется в виде смятия стенки цилиндрической колонны каркаса здания с образованием гофра на стенке оболочки от изгибающего момента, превышающего предельное значение момента сопротивления сечения колонны, а также показана потеря формы поперечного сечения двутавровой балки при действии на нее сосредоточенной силы без местного усиления полки двутавра, предусмотренного нормами.

При недостаточной жесткости сжимаемой конструкции или первоначальной ее деформации (например, стойки), возникшей при перевозке или во время выполнения монтажных работ, происходит потеря ее устойчивости из плоскости, конструкция должна быть рассчитана на продольный изгиб с учетом ее гибкости при определении соответствующей критической силы.

В плоскости меньшего момента инерции при искривлениях балок и прогонов на величину, не превышающую половину ширины полки, следует ставить дополнительные связи из тяжей и распорок.

Во всех случаях при исправлении балок и прогонов необходимо обеспечивать достаточную ширину площадки опирания на них элементов перекрытий и кровли.

Балки и прогоны, в стенках которых имеются мелкие пробоины размерами, не превышающими по высоте 0,2, а по длине 0,5 высоты балки, восстанавливают путем засверловки острых входящих углов (кромки).

Накладки при этом не требуются. Погнутость свесов сжатых полок, распространяющуюся более чем на половину их ширины, следует выправлять или перекрывать накладками. Сварные швы, имеющие трещины, рекомендуется усиливать подваркой либо рассверловкой или фрезеровкой дефектных участков с последующей проваркой швов. Ремонт балки при повреждении по высоте всего сечения, если необходима замена участка балки на некотором протяжении, рекомендуется выполнять с установкой накладок. Ремонт панели сплошной балки, имеющей большую вмятину в листе стенки, следует осуществлять правкой.

При невозможности правки усиление стенки рекомендуется осуществлять приваркой ребер жесткости, перекрытием накладкой или (в редких случаях) укреплением деревянными брусками. Если одновременно с восстановлением предусматривается увеличение нагрузки на балку, то с целью уменьшения усилий на ее поврежденные участки рекомендуется менять конструктивную схему балки устройством шпренгеля, подкосов, затяжки, превратить балку в железобетонную с использованием стальной балки в качестве жесткой арматуры.

Усиление металлических ферм и связей.

Для усиления решетчатых конструкций рекомендуется использовать следующие способы: подведение новых конструкций и введение новых (дополнительных) элементов решетки; изменение схемы всей конструкции; увеличение сечений отдельных элементов. Для усиления сжатых элементов ферм за счет уменьшения расчетных длин в их плоскости предусматривают дополнительные подкосы от ближайшего узла; для усиления пояса фермы, подвергающегося местному изгибу от внеузловому приложению нагрузки,

устанавливают дополнительные шпренгели к верхнему или подвески к нижнему поясу фермы.

При необходимости обеспечить повышение общей несущей способности ферм рекомендуются следующие способы усиления:

- устройство дополнительной опоры подведением стойки с временным фундаментом под ней;
- надстройка вантовой или висячей системы, если позволяют габариты здания и имеются надежные опоры для крепления вант;
- включение фонаря в совместную работу со стропильной фермой;
- крепление третьего пояса осуществляется в нижних опорных узлах, устройство третьего пояса целесообразно при наличии достаточно мощного сечения поясов.

При наличии надежных анкерных устройств, натяжного оборудования и обеспечения контроля натяжения рекомендуется усиление балок и ферм с помощью предварительного напряжения затяжек.

Жесткость узлов ферм в их плоскости рекомендуется увеличить дополнительными косынками и коротышами. Крепление косынок к поясу рассчитывается на разность усилий в соседних панелях пояса; в местах стыков стержней пояса крепление дополнительных косынок рассчитывается на полное усилие, действующее в стержнях. Жесткость узлов из плоскости фермы может быть увеличена прикреплением дополнительных стыковых накладок.

Усиление центрально-сжатых элементов ферм для восприятия новых заданных величин усилий может быть произведено одним из способов:

уменьшением расчетной длины и соответствующим увеличением коэффициента j ;

прямым увеличением расчетной площади сечения без существенного изменения гибкости элемента;

комбинированным способом, при котором производят одновременное увеличение расчетной площади и жесткости сечения при прежних расчетных данных. Этот способ рекомендуется как более экономичный и технологичный.

Как более технологичные варианты усиления центрально-растянутых и центрально-сжатых элементов — рекомендуются усиления с применением круглых стержней.

Восстановление ферм, связей, имеющих повреждения (частичное обрушение, прогибы узлов, погнутости элементов, трещины, вмятины и пробоины, надрывы и разрывы сечений), следует производить, как правило, после предварительного снятия действующей на них нагрузки.

При прогибах узлов ферм, не превышающих $1/400$ пролета, необходимо укрепить связи, проверить надежность закрепления опорных узлов на поддерживающих фермы конструкциях и укрепить элементы кровли. Если прогибы превышают указанную величину, они в отдельных случаях могут быть уменьшены вывешиванием фермы на промежуточных временных опорах, устраиваемых в каждой трети пролета в тех узлах верхнего пояса, в которых сходятся раскосы. Перед этим расчетом следует установить, не перегружены ли отдельные стержни и не работают ли они на усилия обратного знака.

Рационально применять способы изменения конструктивной схемы, повышающие несущую способность нескольких или всех стержней фермы. Применение этого метода целесообразно при значительном увеличении нагрузок на всю конструкцию. Возможности регулирования усилий возрастают с применением предварительного напряжения. При использовании способа изменения конструктивной схемы в целях усиления фермы обычно не удастся обойтись без усиления некоторых стержней способом увеличения сечений. Их сочетание приводит к наиболее экономичным по расходу стали и трудоемкости изготовления конструктивным решениям.

Наиболее просто изменить конструктивную схему стропильных ферм можно обеспечив неразрезность их на опорах. В результате уменьшаются

усилия в средних панелях поясов ферм, но увеличиваются в опорных раскосах у неразрезных опор. В опорных панелях нижнего пояса возможно появление сжатия. Эффективно включение в работу стропильных ферм фонарей, расположенных по средним рядам колонн. При этом может потребоваться усиление элементов фонарей.

Решение задания:

Пример определение технико-экономических показателей проекта ремонта(усиления) несущей конструкции здания.

Исходные данные:

Расчёт материалоемкости произведём для консоли колонны, эксплуатирующейся на одной из ТЭЦ г.Пензы. В качестве критической силы выберем расчётную нагрузку на консоль, равную 82,6 т. Отметка уровня консоли +16.000 м, высота консоли 1,8 м.

Предметом исследования являются способы усиления железобетонных консолей колонн. Техничко-экономический анализ выполнен для следующих способов:

- усиление затяжками;
- бетонирование подконсольной части;
- подведение под подкрановые балки новых стальных колонн;
- способы с использованием балансирных устройств и сталетрубобетонных обойм.

Таблица 1

Сводная таблица трудоемкости и стоимости выполнения выбранных способов усиления консолей колонн.

Определитель	Затраты труда рабочих, чел/ч	Машины и механизмы, маш/ч	Оплата труда рабочих, руб.	Стоимость использования машин и механизмов, руб.
Усиление	98,38	2,82	773,28	147,87

МОНОЛИТНЫМИ железобетонными обоймами (на 1м ³)				
Усиление железобетонных колонн стальными обоймами (на 1т)	50,13	12,36	423,1	55,47
Обетонирование металлических элементов, заполнением бетоном (на 1м ³)	29,22	2,76	255,97	36,06
Усиление углепластиком (на 1м ²)	20,31	3,3	210,21	29,28

Расчёт производился путем умножения объёма на соответствующий определитель. Для определения трудоёмкости способа подведения новых колонн под подкрановые балки использовались данные из первоисточника. Расчёт носит приблизительный характер, так как для большинства рассматриваемых способов отсутствуют методики точного расчета и подбора поперечного сечения. Сводные данные по материалоёмкости и трудоёмкости представлены в таблице 2.

Таблица 2.

Технико-экономические показатели

Способ усиления	Расход металла, т	Расход бетона, м3	Трудоёмкость, чел–ч (маш–ч)	Осложнения эксплуатации
Усиление консолей колонн преднапряжёнными	0.226	-	11.32 (2.8)	Периодическое восстановление величины преднапряжения арматуры

затяжками				
Бетонирование подконсольной части	0,17	4,36	428,94 (14,4)	Увеличение сечения колонны
Подведение под подкрановые балки новых стальных колонн	0,54	0,03	13,72 (2,82)	Увеличение сечения колонны
Усиление углепластиком	Расход материала: эпоксидного клея — 14,18 кг, углеткани — 7,55 м ²		20,31 (3,5)	-
Балансирные устройства	0,21	-	10,52 (2,6)	-
Сталетрубобетонная обойма	0,241	0,21	18,21 (3,55)	-

Анализ таблицы 2 показывает, что большинство способов соизмеримы как по материалоемкости, так и по трудоемкости. Способ восстановления работоспособности консолей колонн с использованием сталетрубобетонных обоек предполагает несколько большую трудоемкость по сравнению с балансирными устройствами (за счет необходимости заполнения бетоном), которая компенсируется высокой прочностью при сопоставимых затратах стали на конструкции. Данные способы усиления не требуют выполнения дополнительных работ на стадии монтажа и последующей эксплуатации конструкции в отличие от остальных способов, имеющих ряд недостатков, поэтому они вносят коррективы в стоимость устройства и обслуживания конструкций.

Таким образом, технико-экономический анализ показал, что материалоемкость и трудоемкость усилением балансируемого устройства и сталетрубобетонной обоймы несколько меньше по сравнению с другими

методами, при этом дополнительные работы и осложнения эксплуатации отсутствуют.

Задания для самостоятельного решения.

Таблица 3

Таблица соответствия выбора варианта:

I – предпоследняя цифра, II – последняя цифра номера зачетки

II I	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
1	5	7	3	2	7	5	6	5	4	2
2	8	5	8	5	6	8	1	3	2	5
3	7	3	7	7	1	7	4	10	10	7
4	6	10	6	10	4	9	2	2	9	10
5	7	8	1	3	1	6	10	1	3	3
6	5	7	4	8	4	3	1	5	2	10
7	3	6	2	7	3	2	4	8	10	8
8	10	1	10	6	9	1	2	7	1	7
9	2	4	9	1	10	4	10	9	4	6
0	1	2	3	4	3	10	9	6	2	10

Таблица 4

Вариант	Конструкции	Методы ремонта (усиления)
1	Железобетонная плита	Усиление заменяющими конструкциями
		Усиление наращиванием
		Усиление приваркой арматуры
2	Железобетонная плита	Усиление дополнительной упругой опорой
		Усиление подведенной металлической стойкой
		Усиление подведенным металлическим порталом

3	Железобетонная балка	Усиление дополнительной поперечной арматуры
		Усиление наращиванием
		Усиление дополнительной упругой опорой
4	Железобетонная колонна	Усиление железобетонной обоймой
		Усиление односторонним наращиванием сечения
		Усиление стальной обоймой
5.	Кирпичная стена	Ремонт с помощью цементирование трещин
		Ремонт с помощью инъектирования трещин
6.	Кирпичный столб	Усиление железобетонной обоймой
		Усиление стальной обоймой
7	Металлическая колонна	Усиление устройством подкосов
		Усиление решетки с помощью введения дополнительных распорок
8	Металлическая балка	Усиление металлическими накладками
		Усиление обетонированием
9	Металлическая балка	Усиление шпренгелем
		Усиление заделкой на опорах
		Усиление сопряжением балок на опорах
10	Металлическая ферма	Усиление уменьшением расчетной длины
		Усиление установкой дополнительных шпренгелей
		Усиление фермы дополнительными коротышами и косынками