

А.А. Калинин

ОБСЛЕДОВАНИЕ, РАСЧЕТ И УСИЛЕНИЕ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

Рекомендовано Министерством образования Российской Федерации
в качестве учебного пособия для студентов высших
учебных заведений, обучающихся
по строительным специальностям



Москва 2004
Издательство Ассоциации строительных вузов

Рецензенты:

Ю.И. Кудишин, д-р. техн. наук, профессор, зав. кафедрой
Московского государственного строительного университета;
В.И. Трофимов, д-р. техн. наук, профессор,
зав. лабораторией ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко

Калинин А.А.

Обследование, расчет и усиление зданий и сооружений: Учебное пособие / Издательство Ассоциации строительных вузов. Москва; 2004, 160 с.

ISBN 5-93093-113-5

Изложены методики обследования и оценки несущей способности конструкций эксплуатируемых зданий с учетом выявленных дефектов и предложены способы усиления конструкций, повышающие надежность зданий и сооружений.

Для студентов строительных специальностей и инженерно-технических работников, занимающихся эксплуатацией и реконструкцией зданий и сооружений.

ISBN 5-93093-113-5

© Издательство АСВ, 2004
© Волгоградская государственная
архитектурно-строительная
академия, 2004
© А.А. Калинин, 2004

ПРЕДИСЛОВИЕ

Проблемы повышения долговечности зданий и сооружений в условиях рыночной экономики являются весьма актуальными, поскольку здания изнашиваются быстрее там, где не выделяются средства на нормальную техническую эксплуатацию, а таких зданий становится все больше и больше как в промышленности, так и в коммунальном хозяйстве.

Необходимость реконструкции зданий требует решения вопросов о надежности существующих конструкций зданий, выявлении в них резервов для увеличения нагрузок или, наоборот, дефектов снижающих вероятность их безаварийной работы.

Исходя из указанных проблем, в нашей работе приведены методики обследования зданий, поверочных расчетов зданий и сооружений с применением современных программных комплексов на ЭВМ. Проведена систематизация основных причин возникновения дефектов, сделана их классификация, уделено внимание диагностике строительных конструкций. Большой раздел посвящен способам усиления конструкций.

Студентам 4-го и 5-го курсов специальности «Городское строительство и хозяйство», освоившим дисциплины «Архитектура», «Градостроительство», «Строительные конструкции и основания зданий» и др., необходимо получить дополнительные знания и навыки по профилирующему курсу «Реконструкция зданий и сооружений». Важно их познакомить с трудами российских и зарубежных ученых в этой области строительной науки. Напомним некоторые из работ наших российских ученых.

Большой вклад в исследования надежности каркасов промзданий внесли известные в мире ученые Московского государственного строительного университета: Н.С. Стрелецкий, Е.И. Беленя, А.И. Кикин, Ю.И. Кудишин, А.А. Васильев, Б.Н. Кошутин, Б.Ю. Уваров и др. В работах [16, 18] на основе комплексных натурных обследований и экспериментальных исследований обобщен опыт проектирования, усиления и эксплуатации каркасов промзданий с мостовыми кранами. Много сделано этими учеными по проблемам предварительного напряжения и усиления конструкций.

Усилению конструкций одноэтажных производственных зданий посвящены также работы ученых М.Н. Лашенко [20], Е.В. Горохова [6], И.И. Михеева [21], И.С. Реброва [31] и других авторов [5, 10, 19, 27, 42, 43, 44].

Капитальные учебные пособия М.Н. Сахновского [22], Г.А. Порывай [24, 25], М.Д. Бойко [2, 3, 65] помогают студентам и инженерам освоить приемы оценки эксплуатационных качеств зданий, повышения долговечности строительных конструкций и основы оптимальной технической эксплуатации зданий.

На книгах по реконструкции зданий В.К. Соколова, В.Н. Кутукова, М.С. Шумилова, А.Л. Шагина и других авторов [19, 35—38, 46] воспитывается не одно поколение студентов специальности «Городское строительство и хозяйство».

Строительные нормы и правила, пособия и рекомендации по проектированию зданий подготовили виднейшие ученые ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко, ЦНИИПроектстальконструкции, НИИЖБ и других научно-исследовательских институтов страны [29, 30, 39, 40, 44, 47—63]. В области металлостроительства это — В.А. Балдин, Н.П. Мельников, В.И. Трофимов, А.В. Геммерлинг, В.М. Горпинченко, Н.С. Москалев, В.В. Кузнецов, Ю.Н. Хромец, А.В. Сильвестров, А.М. Каминский и многие другие.

В настоящем пособии в той или иной степени нашли отражение труды вышеназванных ученых и сделаны новые обобщения. Приведены методики с большим количеством примеров, что позволит студентам использовать данное пособие при выполнении курсовых и дипломных проектов, при самостоятельном изучении курса, а также будет полезным в их дальнейшей практической деятельности.

ВВЕДЕНИЕ

Познакомимся с основными техническими терминами, которые приведены в настоящей работе.

Износ — это уменьшение стоимости и снижение эксплуатационных качеств здания. В зависимости от причин, вызывающих эти потери, износ подразделяют на три типа: физический, моральный и внешний.

Физический износ — это изнашивание, повреждения, дефекты строительных конструкций и материалов от атмосферных воздействий (ветра, воды, температуры, давления), также технологических перегрузок, химических реакций и т. д.

Моральный (функциональный) износ — это функциональное устаревание технологии, оборудования, стесненность и малые размеры помещений (например, кухни, комнат), совмещенность санузлов, отсутствие лифта и мусоропровода, а также несоответствие своему функциональному назначению.

Внешний износ — это только экономическая категория — снижение рыночной стоимости здания, вызываемое изменением внешних условий, независимых от самого объекта. Например, здание оказалось вдали от новой проведенной транспортной магистрали или в зоне какого-то бедствия, что вызвало снижение его стоимости на рынке.

Экономическая жизнь объекта (оптимальная долговечность) — это срок, в течение которого улучшения, ремонты, усиления конструкций или реконструкция повышают стоимость объекта и окупаются в дальнейшем.

Физическая жизнь объекта — период времени до полного его износа, т. е. прекращения его функционирования, так как из-за потери прочностных качеств возможно разрушение объекта и гибель людей.

Действительный возраст — количество лет с момента сдачи объекта в эксплуатацию.

Усиление конструкций — это мероприятия по повышению прочности и жесткостных характеристик конструкций.

Долговечность — время, в течение которого сохраняются эксплуатационные качества здания и сооружения на нормальном уровне, с учетом перерывов на ремонт.

Ремонтпригодность — способность конструкций объекта восстанавливать свои эксплуатационные качества после ремонта.

Коррозия — процесс разрушения материалов под воздействием агрессивной среды. Разрушение всех материалов может быть химическое, электрохимическое, физическое и физико-химическое.

Авария — полное или частичное обрушение (разрушение) всего здания или отдельных его частей, отдельных несущих конструкций, а также деформации, вызывающие остановку производства или угрозу жизни людей.

Дефект — отклонение качества, формы и фактических размеров элементов и конструкций от требований нормативных документов или проекта.

Нормальная эксплуатация здания — эксплуатация здания в обычном проектном режиме, безопасная для людей, но с учетом проведения ремонтов.

Техническая эксплуатация зданий — комплекс мероприятий по обеспечению организацией технического надзора и проведению всех видов ремонта здания.

Техническое состояние конструкций — совокупность свойств (прочность, жесткость, устойчивость, морозостойкость и др.) конструкции, определяющая степень ее работоспособности. Состояние может быть работоспособное, ограниченно работоспособное и аварийное.

Работоспособное состояние — техническое состояние конструкции, при котором она удовлетворяет требованиям эксплуатации и безопасности людей, однако имеет некоторые дефекты.

Ограниченно работоспособное состояние — техническое состояние конструкции, имеющей дефекты и повреждения, при которых ее эксплуатация возможна при определенных ограничениях нагрузок и воздействий, и специальных мероприятиях по обеспечению контроля за ее состоянием.

Неработоспособное (аварийное) состояние — техническое состояние конструкции, имеющей дефекты и повреждения, ведущие к значительной потере несущей способности, нарушению правил техники безопасности и невозможности эксплуатации.

Отказ — событие, заключающееся в нарушении работоспособного состояния конструкций, зданий и сооружений.

Ремонт — комплекс технических мероприятий и работ, направленных на поддержание и восстановление работоспособного состояния зданий, сооружений или их отдельных частей и конструкций.

Технический надзор — комплекс технических мероприятий, включающий систематические осмотры и обследования строительных конструкций с целью своевременного выявления дефектов и повреждений, оценку

степени их износа, определение необходимых объемов и видов ремонтных работ.

Обследование конструкций — комплекс работ по сбору, обработке, расчету и анализу данных о техническом состоянии конструкций.

Реконструкция зданий и сооружений — комплекс строительных работ и организационно-технических мероприятий, связанных с изменением основных технико-экономических показателей объекта (объема и площадей, вместимости, пропускной способности и т.д.), с целью улучшения условий проживания, досуга и работы, качества обслуживания, изменения функционального назначения помещений. Она реализуется в виде перепланировки помещений, надстроек, пристроек, устройства подвалов, антресольных этажей, мансард и т.д.

К реконструкции действующих предприятий относится строительство новых объектов на территории, переустройство существующих объектов с целью повышения производственной мощности предприятия, освоения новых видов продукции, улучшения технико-экономических показателей.

Средства на реконструкцию выделяются за счет прибыли предприятия или целевым назначением.

Капитальный ремонт здания — ремонт здания с целью восстановления его ресурса с заменой при необходимости конструктивных элементов и систем инженерного оборудования, отработавших свой нормативный срок. Расходы на проведение капремонта включаются в себестоимость продукции или услуг.

1. ОБСЛЕДОВАНИЕ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

1.1. Цели, стоящие перед обследованием

Обследование несущих конструкций зданий и сооружений имеет главную цель — определить действительное техническое состояние конструкций, их способность воспринимать действующие в данный период расчетные нагрузки и обеспечивать нормальную эксплуатацию здания. При обследовании выявляют дефекты конструкций, отступления от проекта и от действующих на данный период норм и технических условий, а также уточняют действительную работу конструкций на реальные эксплуатационные нагрузки.

В результате обследования выявляют также степень физического износа отдельных конструкций, узлов и здания в целом, возможные причины нарушения нормальной эксплуатации или аварии. В задачи обследования могут входить поиски наилучших вариантов усиления конструкций и приспособляемости здания под новые нагрузки и условия эксплуатации при предполагаемой реконструкции здания.

Если обследование проводится после аварии, анализируют ее причины, целесообразность и возможность восстановления здания или отдельных его частей.

При рыночной оценке стоимости здания также проводится обследование конструкций и здания в целом, на основании которого можно судить об износе конструкций и снижении первоначальной стоимости здания, о будущих затратах на устранение дефектов и расходах на ремонт.

Обследование может быть полным или выборочным — наиболее ответственных конструкций, находящихся в неблагоприятных условиях или уже получивших повреждения и вызывающих сомнения в надежности конструкций и безопасности людей.

1.2. Методика обследования конструкций

Обследование строительных конструкций осуществляется на основе задания и включает в себя следующие этапы:

1. Предварительный визуальный осмотр с целью ознакомления с объектом исследования, выявления возможных аварийных участков, а также определения действительного возраста, наличия технической документации, предполагаемых изменений в эксплуатации объекта.

2. Составление программы обследования с обязательными мероприятиями по технике безопасности при проведении работ.

3. Изучение всей имеющейся по объекту технической документации: рабочих и исполнительных чертежей, актов на скрытые работы, журналов производства работ, заключений предшествующих обследований, паспортов на оборудование и т. д.

4. Изучение условий эксплуатации, технологии производства, температурно-влажностного режима, агрессивности среды. Взятие проб воздуха, пыли, воды и т. д. для химического анализа.

5. Геологические и гидрогеологические исследования, позволяющие оценить состояние грунтов основания, наличие и агрессивность грунтовых вод. Проводят бурение скважин или отрывают шурфы вблизи стен подвала или фундаментов и проводят лабораторные исследования грунтов.

6. Геодезические работы по определению положения здания и его частей (отметки, крены и т. д.), в том числе и определение размеров труднодоступных частей здания или сооружения, например: башен, мостов, эстакад и т. д.

7. Обмер конструкций, узлов и элементов с целью проверки соответствия фактических размеров проектным. При отсутствии проектной документации — составление обмерочных чертежей конструкций, узлов, планов, разрезов, фасадов здания или сооружения, фотографирование их.

8. Детальный осмотр элементов объекта с выявлением износа, дефектов, повреждений конструкций, составлением дефектных ведомостей. Анализ причин. При этом возможны работы по вскрытию полов, чердачных перекрытий, заделанных в стены опорных узлов балок и т. д.

9. Оценка прочностных свойств материалов, примененных в конструкциях. Включающая отбор образцов (проб) материала, химический анализ, испытания образцов, статистическую обработку данных и выводы о классе бетона, арматуры, марок кирпича и раствора и т. д.

10. Уточнение нагрузок, действующих на конструкции: массы конструкций и оборудования, временных нагрузок, влияние температур, осадков и т. д.

11. Выявление действительной расчетной схемы здания в целом и его отдельных конструкций. Определяют характер закрепления концов стержней, неразрезность, тип опор, возможность совместной пространственной работы ряда конструкций, пространственной работы здания в целом.

12. Проверочные расчеты конструкций, узлов, стыков, соединений с учетом реальных расчетных схем, нагрузок, ослаблений сечений, кривизны элементов и других дефектов конструкций и уточненных расчетных сопротивлений материала конструкций.

13. Испытание конструкций пробной нагрузкой. Проводят редко, только когда неясна работа конструкции из-за недостаточности (неполноты) результатов обследования.

14. Составление заключения о техническом состоянии конструкций или технического паспорта на объект исследования.

15. Разработка рекомендаций по дальнейшей нормальной эксплуатации конструкций и, при необходимости, вариантов усиления конструкций или узлов и здания в целом.

Представленная методика обследования зданий и сооружений может быть сокращена или расширена при обследовании конкретных объектов, с учетом поставленных задач, намеченных сроков и возможностей ис-

полнителей и заказчика. Это учитывается в программе обследования, в которой, кроме указанных этапов, должны быть определены сроки их проведения, конкретные исполнители и др. Необходимо выделить наиболее срочные мероприятия по предотвращению возникновения аварийных ситуаций. Сомнительные, с точки зрения надежности, конструкции должны быть, по возможности, освобождены от временной нагрузки, иногда под них подводят предохранительные леса. Эти участки ограждают и оповещают персонал, чтобы вблизи них не проводились работы, которые могут ухудшить состояние конструкций и создать аварийную ситуацию.

Параллельно с составлением программы обследования для ее выполнения необходимо подготовить инструменты, приспособления, приборы и обучить персонал для их обслуживания. Нужно согласовать с владельцами объекта сроки проведения обследования. Иногда необходимо на время обследования в производственных зданиях вводить временные ограничения на работы на каких-то участках. В жилых зданиях во время обследования квартир обязательно присутствие жильцов, которых надо предупредить заранее.

В программе обследования против каждой работы должны быть указаны конкретные исполнители и сроки проведения работ.

Программу обследования, составленную исполнителями на основании официального оформленного задания, согласовывает руководитель объекта. Он же, обычно, обязуется оказывать содействие и помощь в проведении обследования и выделяет своего представителя для участия в обследовании и составлении заключения о техническом состоянии объекта.

1.3. Оценка деформаций конструкций и прочности материалов

Перед проведением обследования необходимо подготовить необходимые инструменты, приспособления и приборы.

Предварительный осмотр здания осуществляется визуально и с помощью биноклей или других многократно увеличивающих приборов. Также используется фотографирование объекта и его частей.

Геодезическая съемка выполняется специалистами с помощью нивелиров, теодолитов, лазерных приборов и т. д.

Геологические и гидрогеологические исследования требуют проведения буровых работ или рытья шурфов вблизи стен подвала и фундаментов. Поэтому необходимы специальное оборудование (буровые установки, лопаты) и соответствующий персонал для выполнения этих работ.

Обмеры здания и дефектов выполняют с помощью измерительных инструментов: рулеток, измерительных лент, линейек, штангенциркулей, микрометров, угломеров, отвесов, уровней, микроскопов, приспособлений для замера трещин, катетов сварных швов и т. д.

Динамические характеристики конструкций определяют с помощью механических приборов, вибромарок, индикаторов часового вида, ам-

плитудометров, частотометров, вибрографов и электрических приборов: осциллографов, магнитографов, самопишущих электрических приборов и др.

Для оценки прочностных свойств материала конструкций используют различные неразрушающие и разрушающие методы испытаний.

Прочность древесины можно определить прибором Певцова — по отпечатку в древесине от шарика, падающего с высоты 25 см, а также ультразвуковым способом и огнестрельным способом (по глубине проникновения пули в тело древесины).

Для определения прочностных свойств металла применяют пластический способ — отпечаток по Бауману. Применяют и более точные способы: на основе механических испытаний образцов, вырезанных из элементов конструкций и на основе химического анализа стружки металла.

К физическим методам контроля металла и сварных швов относятся: ультразвуковой, магнитографический, электромагнитный, рентгеновский и радиоизотопный.

Прочностные свойства бетона определяют также методами пластических деформаций — вдавливанием шариков в тело бетона с помощью молотков Физделя и Кашкарова, пружинного прибора ПМ, пистолета ЦННИСКа и др. Кроме этого, методами: механическим — на отрыв и скалывание, упругого отскока с помощью склерометра, и физическими — перечисленными выше. Ниже более подробно изложена методика определения прочности бетона.

Прочность кирпичной кладки определяют теми же приборами, что и прочность бетона, а также механическим испытанием вырезанных из кладки образцов кирпичей и раствора на прессах.

Для обеспечения безопасного проведения обследования необходимо специальное оснащение (каска, страховочные ремни, лестницы), а иногда и устройство подстраховочных лесов и др.

Измерение осадок фундаментов выполняют геометрическим нивелированием I класса с точностью ± 1 мм. Для этого в конструкциях фундаментов и для дублирования в колонны или стены подвала закладывают (бетонируют) геодезические знаки — стенные и плитные марки, а в грунты — глубинные реперы в защитном колодце. Разность отметок марок и исходного репера соответствует абсолютной осадке.

Реперы закладывают на расстояние 50—160 м от здания с разных сторон в местах, удобных для обслуживания и вдали от проездов транспорта.

Измерение сдвигов фундаментов осуществляют методами: створа, триангуляции, направлений и комбинированным. Для этого используют теодолиты с накладными уровнями, алиниометры, лазеры, фототеодолиты, клинометры и др. геодезические приборы. Опорные знаки в виде труб или железобетонных (кирпичных) столбов зарывают в землю. В качестве опорных знаков могут использоваться глубинные реперы, пункты государственной триангуляции полигонометрии. В качестве наблюдаемых знаков ис-

пользуют подвижные и неподвижные визирные цели, а также марки с визирными целями.

Измерение кренов выполняют вертикальным проектированием, посредством измерения горизонтальных углов и по результатам измерений осадок фундамента. Проектируя теодолитом заметную точку в верхней части здания вниз на специально закрепленную в цоколе линейку, определяют по двум циклам проектирования величину крена. Разделив величину линейного крена на высоту здания, получают относительный крен.

После проведения замеров осадок, сдвигов и кренов здания, анализируют результаты и составляют отчетные документы: схемы расположения марок и знаков, графики и эпюры осадок, сдвигов и кренов в зависимости от времени и нагрузок. Описывают инженерно-геологическое строение основания и характеристики грунтов, конструкции сооружений, даются прогнозы и рекомендации по предупреждению недопустимых деформаций.

Прочностные свойства материалов и дефекты в конструкциях определяют с помощью неразрушающих методов контроля: акустических, ионизирующих излучений, магнитных и электромагнитных [23].

Например, ультразвуковыми методами можно определить динамический модуль упругости, измерить толщину конструкции, глубину трещин в бетоне, неоднородность и дефекты бетона, металла, дерева, сварных швов и клеевых соединений, прочность бетона и кирпича. Метод основан на измерениях параметров возбуждаемых колебаний и условиях их распространения (рис. 1.1).

В воздушных прослойках ультразвуковые колебания затухают, что позволяет выявлять дефекты. Для определения прочности материала используют тарировочные графики зависимости скорости звука в исследуемой конструкции и ее прочности (рис. 1.2).

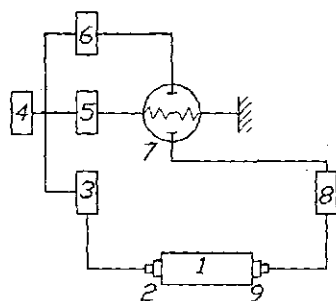


Рис. 1.1. Схема ультразвукового прибора УБК-1М: 1 — испытываемая конструкция; 2 — щуп-излучатель; 3 — генератор импульсов; 4 — задающий генератор; 5 — ждущая развертка; 6 — генератор меток; 7 — электронно-лучевая трубка; 8 — усилитель; 9 — щуп-приемник

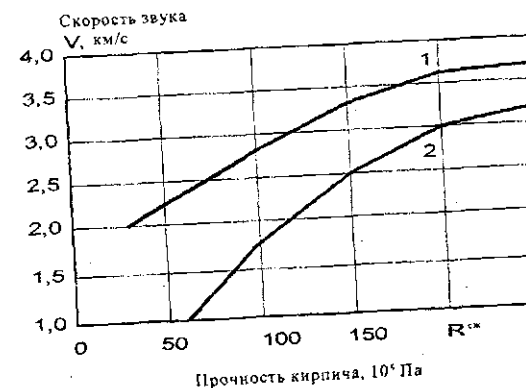


Рис. 1.2. Тарировочные кривые для определения прочности конструкций: 1 — силикатный кирпич, 2 — красный кирпич

Графики составлены по образцам, которые затем подвергались механическим испытаниям на прессе.

Определить плотность и дефекты в конструкции, можно облучая материал гамма-лучами. На рис. 1.3 показан физический принцип радиометрического метода: облучая материал, регистрируют с помощью плотностметра СГП или радиометром РУ количество лучей, прошедших через конструкцию.

С помощью магнитометрических приборов ИНТ-М2 и ИНТ-70 можно измерить напряжение в металле и трещины. При этом используется магнитоупругий эффект — зависимость магнитной проницаемости от величины напряжений в металле (рис. 1.4)

Контроль за трещинами выполняется с помощью маяков: растворных (цементных, гипсовых) и пластинчатых (стеклянных и металлических). Чаще всего применяются гипсовые маяки. Маяки прикрепляют на очищенную поверхность конструкции перпендикулярно трещине (рис. 1.5 и 1.6).

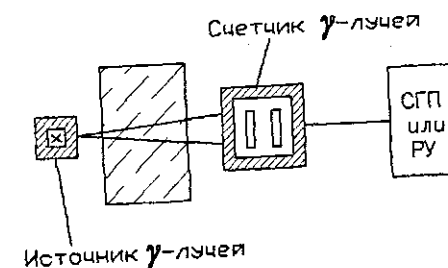


Рис. 1.3. Схема радиометрического метода контроля

пользуют подвижные и неподвижные визирные цели, а также марки с визирными целями.

Измерение кренов выполняют вертикальным проектированием, посредством измерения горизонтальных углов и по результатам измерений осадок фундамента. Проектируя теодолитом заметную точку в верхней части здания вниз на специально закрепленную в цоколе линейку, определяют по двум циклам проектирования величину крена. Разделив величину линейного крена на высоту здания, получают относительный крен.

После проведения замеров осадок, сдвигов и кренов здания, анализируют результаты и составляют отчетные документы: схемы расположения марок и знаков, графики и эпюры осадок, сдвигов и кренов в зависимости от времени и нагрузок. Описывают инженерно-геологическое строение основания и характеристики грунтов, конструкции сооружений, даются прогнозы и рекомендации по предупреждению недопустимых деформаций.

Прочностные свойства материалов и дефекты в конструкциях определяют с помощью неразрушающих методов контроля: акустических, ионизирующих излучений, магнитных и электромагнитных [23].

Например, ультразвуковыми методами можно определить динамический модуль упругости, измерить толщину конструкции, глубину трещин в бетоне, неоднородность и дефекты бетона, металла, дерева, сварных швов и клеевых соединений, прочность бетона и кирпича. Метод основан на измерениях параметров возбуждаемых колебаний и условиях их распространения (рис. 1.1).

В воздушных прослойках ультразвуковые колебания затухают, что позволяет выявлять дефекты. Для определения прочности материала используют тарировочные графики зависимости скорости звука в исследуемой конструкции и ее прочности (рис. 1.2).

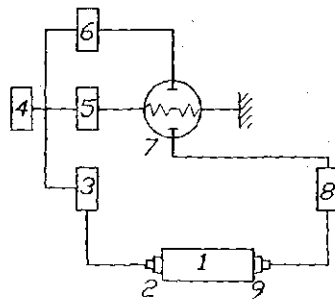


Рис. 1.1. Схема ультразвукового прибора УБК-1М: 1 — испытываемая конструкция; 2 — щуп-излучатель; 3 — генератор импульсов; 4 — задающий генератор; 5 — ждущая развертка; 6 — генератор меток; 7 — электронно-лучевая трубка; 8 — усилитель; 9 — щуп-приемник

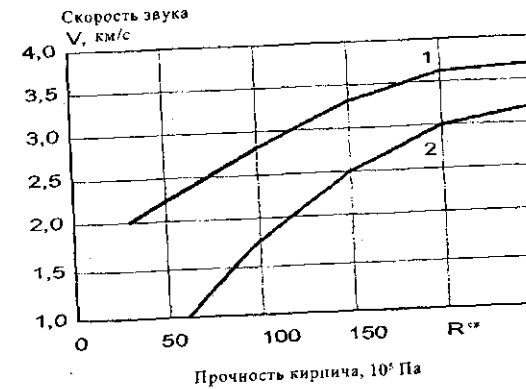


Рис. 1.2. Тарировочные кривые для определения прочности конструкций: 1 — силикатный кирпич; 2 — красный кирпич

Графики составлены по образцам, которые затем подвергались механическим испытаниям на прессе.

Определить плотность и дефекты в конструкции, можно облучая материал гамма-лучами. На рис. 1.3 показан физический принцип радиометрического метода: облучая материал, регистрируют с помощью плотнометра СГП или радиометром РУ количество лучей, прошедших через конструкцию.

С помощью магнитометрических приборов ИНТ-М2 и ИНТ-70 можно измерить напряжение в металле и трещины. При этом используется магнитоупругий эффект — зависимость магнитной проницаемости от величины напряжений в металле (рис. 1.4)

Контроль за трещинами выполняется с помощью маяков: растворных (цементных, гипсовых) и пластинчатых (стеклянных и металлических). Чаще всего применяются гипсовые маяки. Маяки прикрепляют на очищенную поверхность конструкции перпендикулярно трещине (рис. 1.5 и 1.6).

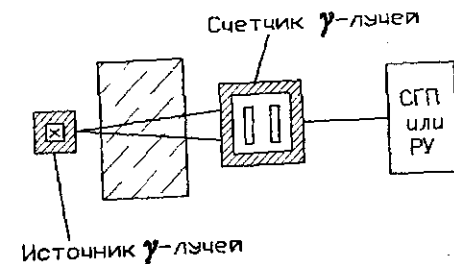


Рис. 1.3. Схема радиометрического метода контроля

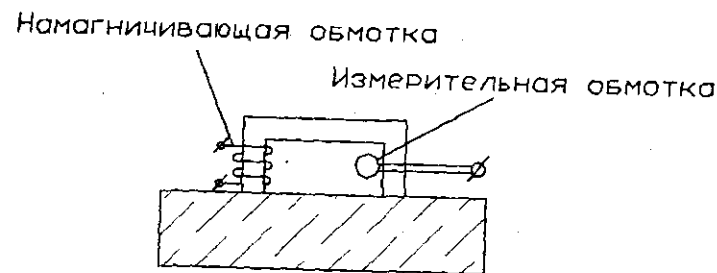


Рис. 1.4. Схема магнитометрического метода контроля

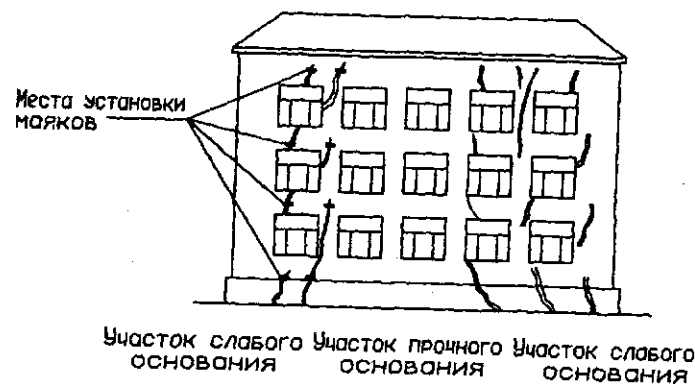


Рис. 1.5. Схема установки маяков на здании

Обязательно фиксируют в специальном журнале номер маяка, дату установки, ширину трещины. В журнале, кроме того, вычерчивают схему расположения маяков. При разрыве маяка, его меняют на другой. Так продолжается до ликвидации причины появления трещин.

При ширине раскрытия трещин более 0,3 мм необходимо принимать меры по усилению конструкций.

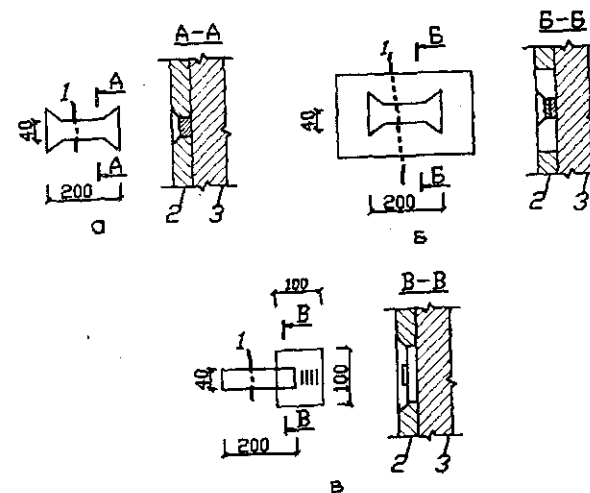


Рис. 1.6. Маяки: а — гипсовый; б — стеклянный; в — металлический; 1 — трещина; 2 — штукатурка; 3 — стена; 4 — гипсовый раствор; 5 — метки через 1 мм

Измерение деформаций в сечениях и прогибов конструкций выполняют с помощью индикаторов часового типа, прогибомеров и тензодатчиков омического сопротивления и регистрирующей аппаратуры.

Датчики изготавливают из тонкой нихромовой проволоки $\varnothing 0,02-0,08$ мм в виде петель и заклеивают с двух сторон тонкими бумажными листами с выпуском двух концов. Затем эти датчики наклеивают на обезжиренную поверхность испытываемой конструкции и к ним присоединяют кабели.

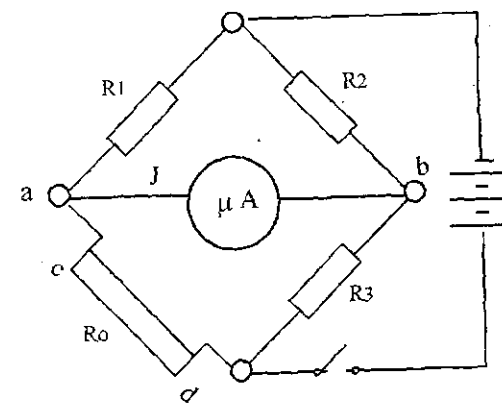


Рис. 1.7. Принципиальная схема моста проволоочного тензомера

Принцип действия тензометров сопротивления основан на изменении омического сопротивления проводников при их сжатии или растяжении. Изменение сопротивления проводников фиксируется измерительным прибором. На рис. 1.7 представлена принципиальная схема моста проводного тензометра.

Методика определения деформации элементов основана на балансе мостовой схемы. Воспользуемся формулой баланса моста:

$$R_0 \cdot R_2 = R_1 \cdot R_3.$$

При деформации проводника C_d изменяется его сопротивление R_0 , вследствие чего происходит разбаланс мостовой схемы ($R_0 \cdot R_2 \neq R_1 \cdot R_3$) и в диагонали моста ab начинает проходить ток I , по величине которого можно судить об изменении сопротивления $R_0(\Delta R)$, а по ΔR находят величину деформации проводника C_d .

$$\Delta R/R = \eta(\Delta l/l) = \eta E,$$

где η — относительное изменение сопротивления проводника при изменении его длины (l) вдвое; E — относительная деформация проводника; R, l — сопротивление и длина проводника до деформации; $\Delta R, \Delta l$ — изменение сопротивления и длины проводника при деформации.

1.4. Определение прочности бетона и камня

Для определения прочности бетона используют простейшие приборы механического действия: молотки И.А. Физделя, К.П. Кашкарова и пружинные молотки (рис. 1.8, 1.9, 1.12).

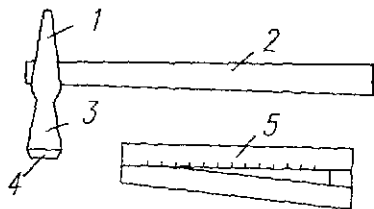


Рис. 1.8. Молоток И.А. Физделя: 1 — молоток; 2 — ручка; 3 — сферическое гнездо; 4 — шарик; 5 — угловой масштаб

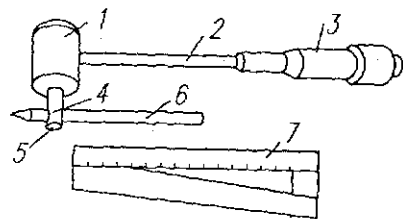


Рис. 1.9. Молоток К.П. Кашкарова: 1 — корпус; 2 — металлическая рукоятка; 3 — резиновая ручка; 4 — головка; 5 — стальной шарик; 6 — стальной эталонный стержень; 7 — угловой масштаб

На концах корпусов этих молотков расположены металлические шарики. При ударах молотками по поверхности бетона от шариков остаются лунки. Измеряют диаметры лунок штангенциркулем в двух взаимно перпендикулярных направлениях и принимают среднеарифметическое значе-

ние диаметров. Затем по диаметрам лунок (не менее 10 ударов в каждом сечении) по тарировочным графикам определяют прочность материала. Для молотка И.А. Физделя тарировочный график представлен на рис. 1.10. При работе с молотками К.П. Кашкарова находят отношение диаметров лунок на поверхности бетона (камня) и металлического стержня, заведенного с обратной стороны шарика в наконечник корпуса молотка. Далее по тарировочным графикам определяют прочность материала (рис. 1.11).



Рис. 1.10. Тарировочный график для молотка И.А. Физделя



Рис. 1.11. Тарировочный график для молотка К.П. Кашкарова

Более точно определить прочность бетона и кирпичной кладки можно, если параллельно с этими испытаниями вырезаются образцы (бетонные кубики, кирпич и раствор) и испытываются на прессах.

Результаты испытаний и замеров статистически обрабатываются, получают математические ожидания, стандарты, дисперсии, коэффициент вариации и на их основе расчетные сопротивления материалов [1].

Более совершенным в настоящее время является прибор «Оникс-1», используемый для определения прочности и однородности бетона на сжатие неразрушающим ударно-импульсным методом в соответствии с ГОСТ 22690—88 и ГОСТ 18105—86, а также для определения твердости поверхности различных материалов (рис. 1.13).

Информацию снимают с 4-разрядного жидкокристаллического индикатора прибора, которая соответствует прочности бетона или твердости материала.

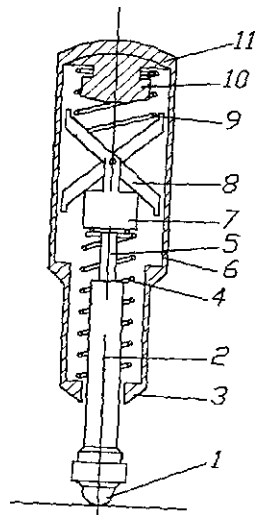


Рис. 1.12. Принципиальное устройство прибора ПМ-2 (прибор в исходном состоянии): 1 — шарик (идентор); 2 — ударник; 3 — втулка; 4 — рабочая пружина; 5 — шток; 6 — корпус; 7 — боек; 8 — защелка; 9 — возвратная пружина; 10 — упорный винт; 11 — задняя крышка

Принцип работы прибора заключается в фиксации амплитуды кратковременного электрического импульса, возникающего в чувствительном элементе при ударе о бетон, с дальнейшим преобразованием в цифровой десятичный код по уравнению:

$$R = a_0 + a_1 H,$$

где R — прочность бетона на сжатие, МПа; H — амплитуда сигнала датчика, косвенная характеристика прибора при $a_0 = 0$, $a_1 = 1$; a_0 , a_1 — коэффициенты преобразования.

Измерение выполняется в следующем порядке:

- 1) включение питания прибора;
- 2) взвод ударника датчика;
- 3) выбор места нанесения удара и прижатие датчика к поверхности;
- 4) нанесение удара по поверхности контролируемого объекта;

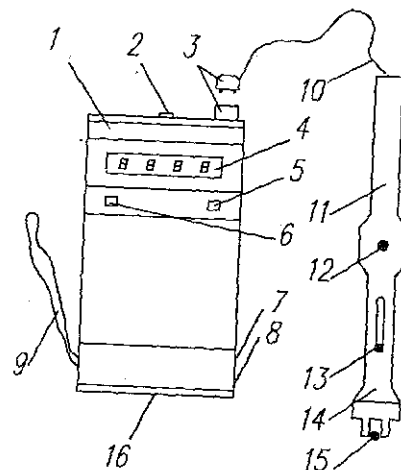


Рис. 1.13. Общий вид прибора «Оникс-1»: 1 — корпус измерителя; 2 — выключатель питания; 3 — разъем; 4 — индикатор; 5 — кнопка «калибровка»; 6 — кнопка «сброс»; 7 — потенциометр установки a_1 ; 8 — потенциометр установки a_0 ; 9 — ремешок; 10 — гибкий кабель; 11 — датчик-склерометр; 12 — кнопка спусковая; 13 — ручка взвода; 14 — опорное кольцо; 15 — индентор; 16 — потенциометр эталона

5) считывание информации с индикатора;

6) автоматический сброс информации при новом ударе и повторение.

Датчик необходимо установить строго по центру эталона с ориентацией в пространстве, соответствующей режиму испытания. Перед испытанием необходимо провести пробные испытания двух серий образцов — кубов близкого состава с нанесением по 5 ударов по двум противоположным сторонам каждого куба и вычислить средние значения H для каждого куба и серии. Разность средней прочности двух серий должна быть не менее 10 %. Далее необходимо вычислить коэффициенты a_0 и a_1 :

$$a_0 = R_\phi - a_1 H, \quad R_\phi = (\sum R_{i\phi}) / N, \quad H = (\sum H_i) / N,$$

$$a_1 = \sum (H_i - H) (R_{i\phi} - R_\phi) / \sum (H_i - H)^2,$$

где R_ϕ , H_i — значения прочности и косвенного параметра для отдельных серий и образцов кубов; N — число серий или отдельных образцов.

За единичное значение прочности бетона принимают среднюю прочность на участке конструкции, определяемую как среднее значение 10 измерений с одновременным определением коэффициента вариации по формуле:

$$V = 100 / R \sqrt{\frac{(R - R_i)^2}{n-1}}, \quad R_i = (\sum R_i) / n.$$

Фактический класс прочности бетона на сжатие B находят по формуле:

$$B = R_m (1 - 0,0164 \cdot V), \quad (\text{МПа}).$$

По фактическому классу прочности бетона B определяют расчетные сопротивления по табл. 12 и 13 СНиП 2.03.01—84*[49] по линейной интерполяции для предельных состояний I и II группы.

Ниже в табл. 1.1 приведен пример реальных испытаний бетона.

Как видно из табл. 1.1 реальные классы бетона колонн по осям 6В, 7Б и 10Д оказались ниже проектных. Эти колонны нужно проверить с учетом пониженного класса бетона и при необходимости усилить.

При поверочных расчетах конструкций в соответствии с новыми нормами необходимо знать соотношение между классами бетона по прочности на сжатие и марками бетона, установленными ранее по старым нормам. Это особенно важно, так как часть заводов изготовителей и в настоящее время продолжает изготавливать бетон и железобетонные изделия по старым нормам. Поэтому в табл. 1.2 представлены соотношения между классами и марками бетона.

Результаты испытания колонн

Таблица 1.1

Наименование элемента и координаты	Класс бетона по проекту	Прочность бетона на сжатие, R_m	Коэффициент вариации, V	Фактический класс бетона B	Расчетное сопротивление	
					I гр. R_b , МПа	II гр. R_{bn} , МПа
Колонны 1-го этажа в осях						
1	6В	B25	25,6	11	21	12
2	6Д	B25	32,5	9	27,7	15,8
3	8Е	B25	30,0	7,3	26,4	15,2
4	9Е	B25	33,2	11,4	27	15,5
5	7Б	B35	29,7	8,2	25,7	14,8
6	10Д	B35	38,0	7,6	33,3	18,6
						1,26

Из табл. 1.2 видно, что имеются отклонения марок бетона от средней прочности класса бетона на сжатие, что необходимо учитывать при поверочных расчетах.

Соотношения между классами бетона по прочности на сжатие и марками

Таблица 1.2

Класс бетона по прочности на сжатие	Средняя прочность бетона данного класса, кгс/см ² , при коэффициенте вариации 13,5 %	Ближайшая марка бетона по прочности	Отклонение ближайшей марки бетона от средней прочности класса, %
B2	26,2	M25	-4,6
B2,5	32,7	M35	+7,0
B3,5	45,8	M50	+9,1
B5	65,5	M75	+14,5
B7,5	98,2	M100	+1,8
B10	131,0	M150	+14,5
B12,5	163,7	M150	-8,4
B15	196,5	M200	+1,8
B20	261,9	M250	-4,5
B22,5	294,4	M300	+1,9
B25	327,4	M350	+6,9
B30	392,9	M400	+1,8
B35	458,4	M450	-1,8
B40	523,9	M500	-4,8
B45	589,4	M600	+1,8
B50	654,8	M700	+6,9
B55	720,3	M700	-2,8
B60	785,8	M800	+1,8

1.5. Оценка прочности металла

Документом, подтверждающим качество металла, является сертификат на металл, электроды, сварочную проволоку, метизы и т. д. В сертификатах должно быть указано: завод-изготовитель, номер заказа, дата и номер плавки, класс (марка) стали, способ выплавки, степень раскисления, гарантированные характеристики и др. К ним обычно прилагаются акты результатов химического анализа, механических испытаний.

При отсутствии сертификатов или недостаточности имеющихся в них сведений необходимо проводить испытания образцов. Определяют следующие характеристики:

1. Химический состав стали (выявляют содержание углерода, кремния, марганца, серы, фосфора и мышьяка) в соответствии с ГОСТ 22636.1—87.

2. Предел текучести, временное сопротивление и относительное удлинение растяжением образцов по ГОСТ 1497—84*. Ударную вязкость для определенных температур и конструкций по СНиП 3.02.01—83 [53].

3. Распределение сернистых включений способом отпечатка по Бауману по ГОСТ 10243—75 (для кипящих сталей).

4. Пробы для испытаний берутся отдельно для каждой партии металла и элементов одного вида проката: листа, уголка и т. д., одинаковых по номерам, толщинам и входящих в состав однотипных конструкций (ферм, балок, колонн) одной поставки. Количество образцов для каждого вида испытаний должно быть не менее указанных в табл. 1.3.

Таблица 1.3

Количество образцов для испытаний

Вид испытаний	Количество элементов от партии	Количество образцов (проб)	
		из элемента	всего от партии
Химический анализ	3	1	3
Испытание на растяжение	2	1	2
Ударная вязкость	2	3	6
Отпечатки по Бауману	2	1	2

Размеры образцов выбираются не меньше 100x50 мм. Их вырезают из фасонного проката вдоль направления прокатки, а из листового — поперек направления прокатки.

Стружка для химического анализа отбирается по всей толщине проката не менее 50 г от одного элемента. Перед отбором стружки поверхность металла очищают от окалины, краски, грязи, ржавчины, масла и влаги до металлического блеска.

Допускается отбор стружки сверлением на всю толщину проката в средней трети ширины элемента или полки профиля. На отобранную

стружку составляют ведомость с указанием ряда, оси, элемента, профиля, места вырезки.

По результатам химического анализа определяют степень раскисления стали. Опасным видом разрушения стальных конструкций является хрупкое разрушение, так как оно может возникнуть при малых напряжениях. Причинами разрушения являются: низкая температура, концентраторы напряжений, наличие трещин, ударные и циклические нагрузки и качество стали.

Наименее стойкими против хрупкого разрушения являются кипящие стали ввиду повышенного содержания фосфора, серы, азота, кислорода и водорода. Конструкции, выполненные из таких сталей, должны быть заменены или усилены.

Допускается не проводить испытания металла, если напряжения в конструкциях меньше 165 МПа (1700 кг/см²) при температурах выше -30° С и если они находятся в эксплуатации более трех лет.

По результатам статистической обработки данных испытаний вычисляется предел текучести или сопротивление стали по формуле:

$$R_n = \sigma_n - \alpha S, R = \sigma_{cp} - \alpha S,$$

где $\sigma_{cp} = \sum \sigma_i / n$ — среднее арифметическое значение предела текучести или временного сопротивления по данным испытаний; $S = \sqrt{\frac{\sum (\sigma_i - \sigma_n)^2}{n-1}}$ — среднее квадратичное отклонение результатов испытаний; σ_{io} — предел текучести или временное сопротивление, полученное при испытании i -го образца; α — коэффициент, учитывающий объем выборки и определяемый по табл. 1.4 (промежуточное значение по интерполяции).

Таблица 1.4

Коэффициент, учитывающий объем выборки

Количество образцов	10	12	14	16	18	20	30	40
Коэффициент	2,911	2,736	2,614	2,524	2,453	2,326	2,22	2,125

Коэффициент надежности по материалу для определения расчетного сопротивления стали необходимо принимать в зависимости от периода изготовления стали:

до 1932 г.	-- $\gamma_m = 1,2$;
с 1932 по 1982 г.	-- для сталей с $\sigma_t < 380$ МПа — $\gamma_m = 1,1$;
	-- для сталей с $\sigma_t > 380$ МПа — $\gamma_m = 1,15$;
после 1982 г.	-- по СНиП II—23—81* [50].

1.6. Определение фактических нагрузок

Найти действительные нагрузки и возможные их сочетания можно опытным путем и руководствуясь нормами.

1.6.1. Постоянная нагрузка

Нормативные значения массы конструкций определяют по результатам обмеров. Замеряют толщины не менее чем в пяти сечениях (пола, кровли, стен) конструктивных слоев: стяжек, утеплителя, досок, плит перекрытия и т. д. Умножают эти толщины в метрах на объемный вес материала, взятый из справочников, или, 5 точнее, определяют массу 1 м² конструкций, взвешивая его слои: пол, засыпку, стяжку, плиту и т. д.

Нормативные значения определяют обработкой результатов взвешивания по формулам (при этом $\gamma_f = 1$):

$$q_n = P_n \pm t / \sqrt{m} S_q, \quad P_n = \frac{\sum P_i}{m}, \quad S_q = \sqrt{\frac{\sum (m_i - P_n)^2}{(m-1)}},$$

где P_n — среднее арифметическое значение веса образцов; S_q — среднее квадратическое отклонение; P_i — вес i -го образца; m — количество образцов (не менее 5); t — коэффициент, учитывающий объем выборки.

Коэффициент надежности по нагрузке принимают по указаниям СНиП 2.01.07—85 [47].

Массу стальных конструкций устанавливают по чертежам КМД, а при их отсутствии — по замерам сечений с введением строительного коэффициента ψ_c , учитывающего также узловые соединения, стыки и швы. Этот коэффициент можно принять для ферм $\psi_c = 1,25 \div 1,35$, колонн сплошных — 1,3, сквозных — 1,7, балок прокатных — 1,05, сварных — 1,2.

1.6.2. Временные нагрузки

Нагрузки от веса оборудования, трубопроводов, мостовых и подвесных кранов определяют по паспортным данным и обмерочным чертежам с учетом их реальной схемы размещения и опирания на конструкции и утверждаются службой эксплуатации или главным инженером предприятия.

Нормативные значения атмосферных нагрузок (ветра и снега) можно принимать по СНиП 2.01.07—85 [47], но уточнять по данным организаций Госкомгидромета по методикам, приведенным в прил. 2 и 3 [30].

Совместное действие нагрузок от снега, ветра, кранов учитывается коэффициентом сочетания ψ , определяемого с учетом реальных статистических данных и удельного влияния действующих нагрузок:

$$\psi = C_e / (1,45 - 0,45 C_e) + C_s / (1,45 - 0,45 C_s) + C_k / (1,85 - 0,85 C_k),$$

где C_e , C_s , C_k — доли усилий или напряжений в сечении соответственно от снега N_s , ветра N_v и кранов N :

$$C_c = N_c / \Sigma N, \quad C_a = N_a / \Sigma N, \quad C_k = N_k / \Sigma N, \quad \Sigma N = N_c + N_a + N_k.$$

Расчетное усилие тогда равно:

$$N = \psi (N_c + N_a + N_k).$$

При расчете на другие виды нагрузок и воздействий коэффициенты сочетаний принимать по СНиП 2.01.07—85 «Нагрузки и воздействия» [47].

К сожалению, зачастую не учитывается нагрузка от пыли в промышленных зданиях, а она бывает соизмерима со снеговой. Например, на крыше одного из цехов ВГТЗ нами была взвешена снегопылевая масса на 1 м² кровли. К удивлению, она составила 2,5 кН/м², что превышало расчетную нагрузку только от снега (0,98 кН/м²) более, чем в 2,5 раза.

Если плотность мокрого снега только 400—450 кг/м³, то плотность льда с пылью составляет до 1500 кг/м³. Поэтому необходимо выявить места с наибольшими скоплениями пыли, снега и льда на кровлях зданий и принять меры по их уборке. Если этого не сделать, возможны аварии от перегрузок.

При обследовании конструкций необходимо также выяснить, как приложены нагрузки к несущим конструкциям. Встречаются случаи, когда в период эксплуатации были заменены деревянные прогоны и обрешетка на оцинкованные штампованные настилы. При этом они опирались на верхний пояс ферм, вызывая в нем дополнительный, не учтенный ранее, изгибающий момент. Много случаев подвески к панелям ферм трубопроводов, воздуховодов в промежутке между узлами, что также чревато перенапряжениями и большой деформативностью этих элементов.

Особо следует обратить внимание на нагрузки, вызывающие колебания конструкций. Это могут быть станки, прессы и другое оборудование, которое установлено в соседних зданиях, но их работа также существенно влияет на напряженное состояние и может быть причиной дефектов обследуемых конструкций.

Целесообразно в результате обследования установить зоны повышенной опасности в здании по воздействию нагрузок (от оборудования, сырья, кранов, подвижного транспорта, атмосферных осадков, пыли и повышенных или очень низких температур и др.), с тем, чтобы эти зоны чаще контролировались службой эксплуатации.

1.7. Составление обмерочных чертежей

При составлении обмерочных чертежей уточняют геометрические размеры конструкций с точностью до сантиметра; размеры сечений толщи-

ны и длины швов — с точностью до миллиметра. Сечения замеряют в двух — трех местах по длине стержня.

При отсутствии рабочих чертежей в состав обмерочных должны входить:

- 1) планы этажей здания с указанием осей, расстояний между ними, отметок, расстановки оборудования и т. д.;
- 2) поперечные разрезы с показом основных конструкций здания и схематично-технологического оборудования. Например, в цехах необходимо показать мостовые краны, прессы и т. д.;
- 3) продольные разрезы (схематично);
- 4) план фундаментов;
- 5) схемы расположения колонн, балок и связей;
- 6) чертежи колонн, ферм, подкрановых и тормозных балок и т. д.;

При наличии рабочих чертежей объекта необходимо дополнительно уточнить в натуре основные геометрические размеры, отметки, прямолинейность путей подкрановых конструкций, расположение, количество и диаметры заклепок, болтов, длины и катеты сварных швов, армирование сечений железобетонных конструкций, наличие связей, габариты опорных столиков, закладных деталей и многое другое, необходимое для проверочных расчетов конструкций.

Для увеличения точности замеров больших размеров конструкций, пользуются рулеткой. Растягивают ее полностью вдоль, например, стены и отсчитывают расстояние до проема, далее простенка и т. д. с нарастающими значениями длины. Затем из последующего значения вычитают предыдущее и получают размеры окон, простенков и т. д. с большей точностью, чем при замерах последовательно одного проема, простенка и т. д.

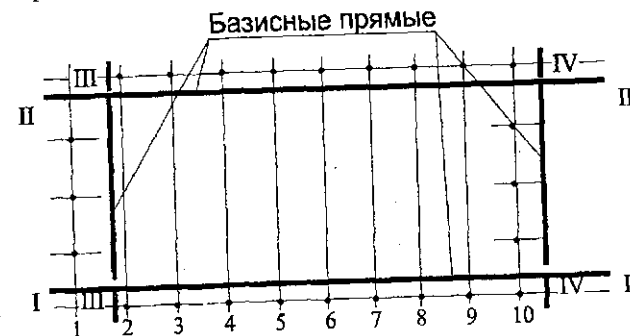


Рис. 1.14. План цеха и разбивка базисных линий

При замерах подкрановых конструкций необходимо выполнить геодезическую съемку всех путей, определить их отклонения от базисной линии, найти отметки головки рельса и подкрановых балок. Затем составить профили путей и схемы их горизонтального положения. Более подробно смотри на прилагаемых примерах (рис. 1.14, табл. 1.5).

Таблица 1.5

Ведомость замеров и отклонений колонн ряда «А»
от вертикали (по отношению к базису I-I)

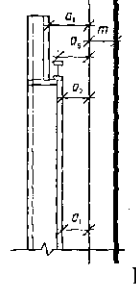
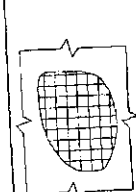
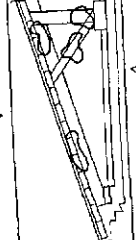
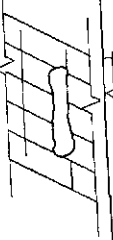
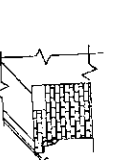
Ось	№№ сечения	Отметка ...  ...	a, см	M, см	От базиса до грани колонны $A = a + m$	Эскиз
1	6					
	5					
	2					
	1					
2	6					
	5					
	2					
	1					
3	6					
	5					
	2					
	1					

Таблица 1.6

Ведомость дефектов жилого дома

№ дефекта	Оси	Эскиз	Описание дефектов	Мероприятия по устранению дефектов
1	«А» «1-3» (1 и 2 эт.)		Сквозные трещины в кирпичных стенах. Ширина раскрытия до 20 мм.	
2	«Б» «1-2» (4-1 эт.)		В железобетонных плитах перекрытия над 1-м этажом отсутствует защитный слой бетона. Оголена и корродирована арматура (10 стержней). Глубина повреждения бетона до 30 мм.	
3	«В» «1-2» (чердак)		Стропильные подкосы, стойки и обрешетка под кровлю имеют участки загнивания (до 30 %) и сквозные трещины. Ослаблены болтовые и гвоздевые соединения.	
4	«А» «1-2» (кровля)		Разрушение асбестоцементных листов (до 25 %).	
5	«Д» «1-2» (карниз)		Отслаивание штукатурки и частично кирпичной кладки на глубину 10-15 см.	

При обмерах необходимо фиксировать местоположение дефектов и повреждений конструкций, с тем, чтобы в дальнейшей работе было проще составлять дефектные ведомости.

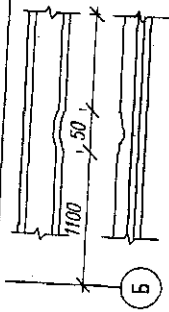
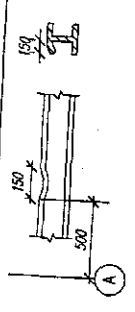
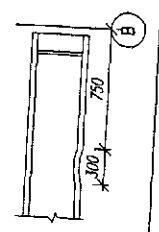
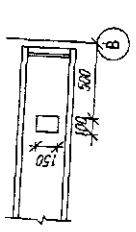
При обмерочных работах необходимо строго соблюдать технику безопасности и проводить инструктаж с исполнителями.

1.8. Составление дефектных ведомостей или таблиц

При обследовании конструкций выявляются дефекты, которые целесообразно заносить в ведомости или таблицы. Они могут быть произвольной формы. Чаще всего в первом столбце таблицы дают привязку дефекта (местоположение, расстояния от осей, этаж и т. д.). Во втором столбце обозначают схематично дефект и дают его геометрические размеры. Далее в третьем столбце более подробно описывают дефект и указывают предполагаемые причины его возникновения. В четвертом столбце — методы устранения дефекта, предполагаемые Вами в данный период и др.

Если обследуется большеразмерная конструкция, в которой много дефектов и повреждений, необходимо вычертить отдельно схему этой конструкции. Например, ферму, подкрановую балку, ступенчатую колонну, пространственную конструкцию, либо схему фасадов здания, крыши и т. д. На этих схемах необходимо показать места дефектов и занумеровать их, а в ведомости дать их описание. При большом количестве одинаковых конструкций схему и таблицу дефектов желательно выполнять на одном листе, чтобы не допускать ошибок.

Таблица 1.7
Ведомость дефектов колонн ряда «М»

№ де-фекта	Оси	Эскиз	Описание дефектов	Мероприятия по устранению де-фектов
1	12		В панели 4—6 со стороны оси «13» вырван кусок полки двутавра размером $\approx 30 \times 50$.	
2	90		В панели 16—18 в сторону оси «91» на расстоянии 2050 от тормозной площадки погнута ветвь полки колонны $l = 400$ мм.	
3	28		В панели 5—7 полка ветви колонны со стороны оси «27» погнута $f \approx 30$ мм.	
4	28		В панели 1—3 по оси «28» в стенке колонны вырез $l = 150$ мм, $h = 100$ мм.	

При обследовании небольших зданий или сооружений целесообразно в дефектной ведомости установить последовательность конструкций, с учетом их взаимосвязи: сначала фундаментов, затем стен, колонн, перекрытий и т. д. В сложных объектах, например промышленных цехах, необходимо составлять ведомости дефектов по отдельным видам конструкций (колонны, подкрановые балки, фермы и т. д.) с указанием местоположения конструкций (ряд, ось и т. д.) и местоположения дефекта (наименование стержня, панели, расстояния до узла и т. д.). Для облегчения пользования ведомостью, последняя должна быть снабжена специальными схемами с нумерацией стержней, узлов и т. д.

Дефект должен быть детально описан и заэскизирован с указанием размеров трещин, погнутий, вмятин. Должно быть указано количество дрожащих заклепок, болтов, степень поражения металла коррозией, ослабление сечений отверстиями, вырезами и т. д. Осмотр сварных швов должен выявить все трещины, незаплавленные кратеры, несплавление по кромкам, подрезы, наплывы, прожоги, пористость поверхности и т. д. Желательно все дефекты сфотографировать и фотографии приложить к дефектной ведомости. Пример составления дефектной ведомости приведен в табл. 1.6 и табл. 1.7.

Выявление причины дефекта или повреждения является трудной задачей. Например, трещина в бетоне может образоваться от перенапряжения (перегрузок) или от температурно-усадочных явлений. Поэтому окончательные выводы делают после полного обследования конструкций, включая поверочные расчеты.

1.9. О действительных условиях работы конструкций

Обследуя конструкции, необходимо помнить, что при проектировании часто не учитывают действительные условия работы конструкции, так как их учет сопряжен с большими сложностями расчета. Например, расчетную схему стропильной фермы принимают в виде шарнирно-стержневой модели, а при конструировании вводят узлы с фасонками и сварными швами, что создает защемление стержневых элементов в узлах. Пока ферма работает упруго, жесткость соединения уменьшает прогибы фермы и частично осевые усилия в раскосах и стойках, а при переходе в пластическую стадию отмечается обратное. Еще один пример: считают, что колонна защемлена в фундаменте, а в действительности из-за разных по величине напряжений в грунте под плитой фундамента происходит его неравномерная осадка и поворот фундамента, что изменяет напряженное состояние в стойках и ригеле рамы.

Можно также утверждать, что расчетные характеристики материала снижаются при нарушении сплошности материала и возникновении внутренних дефектов: трещин, пустот. С течением времени наблюдаются различные изменения внешних воздействий (температуры, влажности, нагрузок от кранов и машин). Например, прочность бетона при нормальном влажностном режиме растет, а в агрессивной среде падает. Имеет место

расстройство стыков и соединений конструкций, ухудшаются условия их крепления и опирания и т. д.

Все вышеперечисленные факторы способствуют изменению представления об идеальной работе сооружения даже при относительно удачном проекте и качестве строительства. Поэтому при обследовании конструкций необходимо выявить, в том числе и используя современные методики расчета с помощью ЭВМ, все возможные отклонения от решений, принятых в первоначальном проекте и их влияние на напряженно-деформативное состояние элементов конструкций и здания в целом. Возможно, при этом придется анализировать различные варианты расчетных схем, свойств материала, качества стыков и соединений и т. д., которые даже в пределах одного здания из-за множества однотипных конструкций могут отличаться в ту или иную сторону. Вероятностный расчет более точно отразит действительную надежность здания, если собрано достаточное количество данных по прочности материала, нагрузках и дефектах. Если статистических данных недостаточно, осуществляют обычный расчет по строительным нормам.

1.10. Поверочные расчеты конструкций

Одним из важнейших этапов обследования зданий являются поверочные расчеты основных несущих конструкций зданий и сооружений. Они позволяют установить несущую способность и пригодность к нормальной эксплуатации конструкций в изменившихся условиях их работы, выявить аварийные или недостаточно надежные из них для принятия своевременных мер. Расчеты выполняют с учетом результатов обследования: выявленных дефектов, отклонений от размеров, коррозионного износа, реальных прочностных свойств материала, действительных расчетных схем и нагрузок, температурных воздействий, осадок грунтов и т. д.

Методика поверочного расчета включает выполнение последовательных шагов. Расчет зданий начинают с установления расчетных схем здания и его несущих элементов. Затем определяют расчетные нагрузки. В табличной форме составляются нагрузки на 1 м² проекции всех ограждающих конструкций кровли, перекрытий. Подсчитывают нагрузки от стен, колонн, перегородок, лестниц и т. д. Определяют грузовую площадь на колонну, простенок или ширину грузовой площади на стропилы, балки от кровли и перекрытий. Складывают нагрузки по этажам на конкретный несущий элемент здания. Например, простенок или колонну любого этажа, стену подвала, фундамент и т. д. Выполняют статический и динамический расчеты здания в целом и его отдельных несущих элементов. При этом используют современные программные комплексы расчета на прочность, которые могут учитывать пространственную работу конструкций и в целом здания, деформированность, нелинейность и т. д. Ниже будут показаны возможности новых программ «Микро-Fe», «Мираж», «Мономах» и «Лира-

Windows», которые применяют в настоящее время в нашей стране для расчета конструкций и автоматизированного проектирования зданий.

На найденные расчетные усилия (изгибающие моменты, продольные и поперечные силы) проверяют сечения элементов конструкций, узлов соединений, стыков и т. д. Определяют также деформативность, крены, ширину раскрытия трещин в соответствии с требованиями СНиП для каждого типа конструкций по материалу [49—51].

При отсутствии в конструкциях дефектов и повреждений, недопустимых прогибов и трещин поверочные расчеты допускается выполнять по проектным данным о размерах сечений, расчетным сопротивлениям материалов, расчетной схеме, армирования и т. д.

Поскольку часто встречаются задачи поверочного расчета жилых и гражданских зданий, ниже будет представлена методика сбора нагрузок и расчета нескольких элементов таких зданий. Поверочные расчеты конструкций производственных зданий изложены в работах и методических указаниях [13]. Там же изложена методика определения ветровых и крановых нагрузок. В табл. 1.8 представлены основные расчетные формулы для поверочных расчетов конструкций из разных материалов. Наглядно видно, что они, в основном, схожи и отличаются только для железобетонных элементов.

При выполнении расчетов металлических конструкций необходимо учитывать влияние коррозионных повреждений. Для этого расчетную площадь поперечного сечения необходимо определять по формуле:

$$A_{ef} = (1 - K_{sa} \Delta^*) A_0,$$

где A_0 — площадь поперечного сечения без учета коррозии; K_{sa} — коэффициент слитности сечения, равный отношению периметра, контактирующего со средой, к площади поперечного сечения (для уголков $K_{sa} \approx 2/t$, для труб — $1/t$, швеллеров и двутавров — $4/(t+d)$, (t и d — толщины полки и стенки соответственно); Δ^* — величина проникновения коррозии, которую принимают равной Δ при односторонней коррозии замкнутых профилей и равной $\Delta/2$ при двухсторонней коррозии открытых профилей (двутавров, швеллеров, уголков и т. п.), где Δ — толщина металла, на которую уменьшилась толщина элемента, вследствие коррозии.

При расчете изгибаемых элементов момент сопротивления равен:

$$W_{ef} = (1 - K_{sw} \Delta^*) W_0,$$

где W_0 — момент сопротивления сечения без учета коррозии; K_{sw} — коэффициент изменения момента сопротивления от коррозионного износа.

Исключенные элементы рассчитывают как внецентренно сжатые, с учетом эквивалентного эксцентриситета [30]. Также необходимо учитывать локальные дефекты и повреждения, изменяющие условия работы отдельных элементов конструкции (см. п. 7.2, пример 1).

В табл. 1.9—1.13 представлены нагрузки от наиболее распространенных конструктивных элементов. Показана методика сбора нагрузок на 1 м² часто встречающихся кровельных, чердачных и междуэтажных перекрытий.

Таблица 1.8

Основные расчетные формулы для поверочных расчетов конструкций

Материал, элемент	Металл	Дерево	Камень	Бетон	Железобетон
Растянутый	$N \leq A_n R_n \gamma_c$	$N < A_n R_p$	$N < A_n R_p$	$N < A_b R_{bt}$	$N < R_a A_a$
Сжатый	$N \leq A_n R \gamma$	$N \leq A_n R_c$	$N < m_g \phi R A$	$N < \alpha R_b A_b$	
— на прочность	$N \leq \phi A R \gamma$	$N < \phi A_p R_c$			
Изгибаемый	$M < W_{min} \cdot R_c \gamma_c$ $Q \leq (I \cdot R_c \gamma_c) / S$ $f < [f]$	$M < W \cdot R_n$ $Q \leq (I_{op} \cdot b \cdot R_{cb}) / S_{op}$ $f < [f]$	$M \leq R_{fb} \cdot W$ $Q \leq 2/3 (R_{mv} \cdot b \cdot h)$	$M < \alpha R_{bt} \cdot W_{pl}$ $W_{pl} = b h^2 / 3,5$	$M \leq R_b b_x (h_0 - 0,5x) + R_a A_a (h_0 - a')$ $Q \leq 0,34 \phi_{wt} \phi_{wt} R_b b h_0$ $f < [f]$
Внецентренно-растянутый	$(N/A \cdot R \gamma)^2 + M/C \cdot W \cdot R \gamma < 1$ $N/A + M/W \leq R \gamma$	$N/A + M/R_p / W R_n < R_p$			$N_e < R_a A_a (h_0 - a')$ $N_e < R_a A_a (h_0 - a')$
Внецентренно-сжатый	$N/A + M/W \leq R_y$ $N < \phi_e \cdot A \cdot R_{y,c}$	$N/A + M/W \leq R_c$	$N < m_g \phi_l \cdot R \cdot A_c \cdot \omega$ $A_c = A(1 - 2l_0/h)$	$N \leq R_b \cdot A_b$	$N_e < R_b x (h_0 - 0,5x) + R_a A_a (h_0 - a')$
— на прочность					
— на устойчивость					

N, M — соответственно сила и изгибающий момент в рассматриваемом сечении элемента;
 b, h — высота и ширина сечения;
 A, W — соответственно площадь и момент сопротивления сечения элемента или арматуры;

R — расчетное сопротивление материала элемента;
 l — толщина стенки балки;

e — эксцентриситет;

x — высота сжатой зоны;

ϕ, γ, m, ω — коэффициенты

На основании поверочных расчетов несущих конструкций и других этапов обследования комиссия составляет заключение о техническом состоянии эксплуатируемого объекта, в котором указывает, что конструкции, не отвечающие требованиям поверочного расчета, подлежат усилению или замене.

В табл. 1.14 и 1.15 приведен пример нахождения нагрузки от перегородок и даны примеры сбора нагрузок по этажам на простенок и колонну многоэтажного здания.

На рис. 1.15 приведен пример подсчета нагрузок от перегородок. Подсчет нагрузок от перегородок производится в зависимости от их суммарной длины (Σl), приходящейся на грузовую площадь колонны или простенка, высоты (h), толщины (t) и плотности материала (γ).

Например, если в зону грузовой площади колонны попадает три участка перегородок длиной $l_i = 2,8 + 2,8 + 2,4$ м без проемов, то при их высоте $h = 2,78$ м имеем массу $F_{пер}$ всех перегородок, толщиной t , выполненных из материала с плотностью γ .

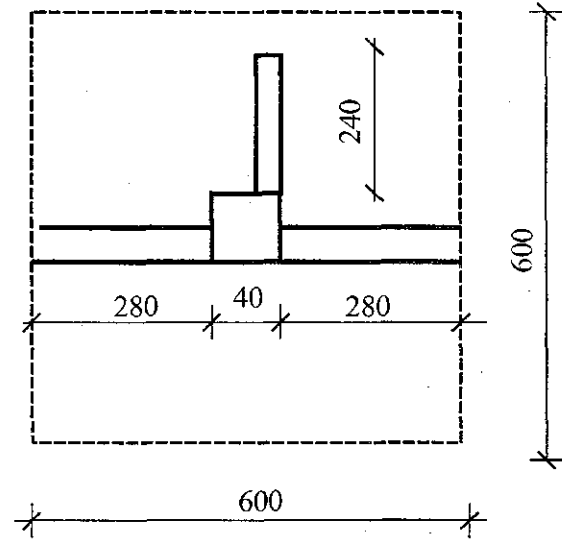


Рис. 1.15. Схема расположения перегородок на участке перекрытия 6х6 м

Таблица 1.9

Нормативная нагрузка от 1 м² конструктивного элемента (кН/м²)

Вид конструктивного элемента	Нагрузка
1. 4 слоя рубероида	0,25
2. Черепица	0,45
3. Асбофанера волнистая	0,15
4. Обрешетка и стропилы	0,20

Продолжение таблицы 1.9

5. Оцинкованный металлический штампованный настил	0,15
6. Армированная цементная стяжка 25 мм	0,50
7. Цементная или асфальтовая стяжка 25 мм	0,45
8. Пароизоляция	0,05
9. Паркетный пол	0,10
10. Древесноволокнистые плиты ($\gamma = 700 \text{ кг/м}^3$) 10 мм	0,07
11. Дощатый пол ($\gamma = 600 \text{ кг/м}^3$) по лагам ~5 см	0,30
12. Мозаичный пол 50 мм	1,40
13. Жесткие минераловатные плиты ($\gamma = 370 \text{ кг/м}^3$) 10 см	3,7
14. Керамзитовый гравий ($\gamma = 400 \text{ кг/м}^3$) 20 см	0,80
15. Железобетонная многпустотная панель (~12 см. Прив. толщ.)	3,00
16. Железобетонная ребристая панель (~7 см)	1,8
17. Кирпичная стена 51 см ($\gamma = 800 \text{ кг/м}^3$)	9,2
18. Кирпичная перегородка 12 см	2,2
19. Гипсостонная перегородка 8 см ($\gamma = 1200 \text{ кг/м}^3$)	0,96
20. Керамзитобетонная панель ($\gamma = 1200 \text{ кг/м}^3$) 30 см	3,6
21. Шлакобетон ($\gamma = 1400 \text{ кг/м}^3$) 20 см	2,8
22. Железобетонная стена ($\gamma = 2500 \text{ кг/м}^3$) 20 см	0,50
23. Бетонная стена ($\gamma = 2400 \text{ кг/м}^3$) 40 см	0,96
24. Штукатурка толщиной 2 см	0,36
25. Засыпка из песка ($\gamma = 1750 \text{ кг/м}^3$) 10 см	1,75
26. Засыпка из керамзитового гравия ($\gamma = 600 \text{ кг/м}^3$) 20 см	1,2
27. Засыпка из шлака ($\gamma = 1050 \text{ кг/м}^3$)	2,1
28. Пенополистерол, пенополиуретан ($\gamma = 20 \text{ кг/м}^3$) 20 см	0,4
29. Маты минераловатные ($\gamma = 100 \text{ кг/м}^3$) 15 см	0,15

$$F_{\text{пер}} = \gamma \cdot t \cdot h \cdot \sum l = \gamma \cdot t \cdot 2,78 \cdot (2,8 + 2,8 + 2,4) = 22,24 \cdot \gamma \cdot t.$$

Если перегородки выполнены из кирпича ($\gamma = 1800 \text{ кг/м}^3$) толщиной $t = 12 \text{ см}$ и оштукатурены ($1 + 1 = 2 \text{ см}$) с двух сторон, то при $t = 12 + 2 = 14 \text{ см}$:

$$F_{\text{пер}} = 22,24 \cdot \gamma \cdot t = 22,24 \cdot 1800 \cdot 0,14 = 5645 \text{ кг} = 56,5 \text{ кН},$$

откуда на 1 м^2 грузовой площади колонны приходится нагрузка от перегородок:

$$56,5 / 36 = 1,57 \text{ кН/м}^2.$$

Если перегородки выполнены из гипсостонных ($t = 8 \text{ см}$) плит ($\gamma = 1200 \text{ кг/м}^3$) с затиркой поверхности ($0,5 + 0,5 = 1 \text{ см}$), то при $t = 8 + 1 = 9 \text{ см}$:

$$F_{\text{пер}} = 22,24 \cdot \gamma \cdot t = 22,24 \cdot 1200 \cdot 0,09 = 2402 \text{ кг} = 24,02 \text{ кН},$$

откуда нагрузка на 1 м^2 грузовой площади колонны:

$$24,02 / 36 = 0,67 \text{ кН/м}^2.$$

Для нахождения нагрузки при другой толщине элемента нужно перемножить плотность (γ) и толщину (t).

Таблица 1.10

Сбор нагрузок на 1 м^2 кровли (в кН/м^2)

Наименование	Нормативная нагрузка qH	Коэффициент перегрузки γ_f	Расчетная нагрузка q
А. Постоянная нагрузка:			
1. Асбофанера волнистая	0,14	1,1	0,154
2. Обрешетка деревянная	0,04	1,1	0,044
3. Стропила деревянные	0,04	1,1	0,044
Итого:	0,22		0,24
Б. Временная нагрузка:			
Снеговая (снеговой район — Волгоград) $70/\cos\alpha = 70/0,94$	0,66	1,6 при $q_n / S_o = 0,22/0,7 < 0,8$	1,056
Итого:	0,88		1,3
Уклон кровли $\sim 20^\circ$	$\cos 20^\circ = 0,94$		

Таблица 1.11

Сбор нагрузок на 1 м^2 чердачного перекрытия (в кН/м^2)

Наименование	Нормативная нагрузка qH	Коэффициент перегрузки γ_f	Расчетная нагрузка Q
А. Постоянная:			
1. Керамзитовый гравий (16 см, $\gamma = 400 \text{ кг/м}^3$)	0,64	1,3	0,83
2. Пароизоляция	0,05	1,1	0,06
3. Дощатые настилы (5 см, $\gamma = 800 \text{ кг/м}^3$)	0,40	1,1	0,44
4. Деревянные прогоны и балки	0,1	1,1	0,11
5. Штукатурка (2 см, $\gamma = 1800 \text{ кг/м}^3$)	0,36	1,3	0,47
Итого:	1,55		1,91
Б. Временная:			
Для чердачного помещения 70 кг/м^2	0,7	1,3	0,91
Итого:	2,25		2,82

Таблица 1.13

Подсчет нагрузки на 1 м^2 междуэтажного перекрытия (в кН/м^2)

Наименование	Нормативная нагрузка q_n	Коэффициент перегрузки γ_f	Расчетная нагрузка q
А. Постоянная нагрузка:			
1. Паркетный пол наборный	0,06	1,1	0,07
2. Древесно-волоконистая плита	0,06	1,1	0,07
3. Цементная стяжка — 2 см	0,38	1,3	0,50
4. Керамзитобетон — 4 см ($\gamma = 800 \text{ кг/м}^3$)	0,32	1,3	0,42
5. Пароизоляция	0,05	1,3	0,06
6. Ж/бетонная многоспустотная плита 22 см (прив. 12 см)	3,00	1,1	3,3
Итого:	3,87		4,42
Б. Временная нагрузка:			
Квартиры жилых домов	1,5	1,3	1,95
Итого:	1,5		1,95
ВСЕГО:	5,37		6,37

Таблица 1.14

Подсчет нагрузки на 1 м^2 совмещенного кровельного покрытия (кН/м^2)

Наименование	Нормативная нагрузка q_n	Коэффициент перегрузки γ_f	Расчетная нагрузка q
А. Постоянная:			
1. Гравийная 2-слойная засыпка	0,30	1,3	0,39
2. 4-слойный рубероидный ковер	0,25	1,3	0,33
3. Асфальтовая стяжка ($\gamma = 1800 \text{ кг/м}^3$) — 2,5 см	0,45	1,3	0,59
4. Керамзитобетон ($\gamma = 600 \text{ кг/м}^3$) — 20 см	1,2	1,3	1,56
5. Пароизоляция	0,05	1,3	0,06
6. Ж/бетонная ребристая панель	1,8	1,1	1,98
Итого:	4,05		4,88
Б. Временная нагрузка			
Снеговая (г. Волгоград) II р-н	0,7	1,4	0,98
Итого:	4,75		5,89

Таблица 1.14

Подсчет нагрузок на простенок по оси I при $A_{гр} = 6 \cdot 3 = 18 \text{ м}^2$ (в кН)

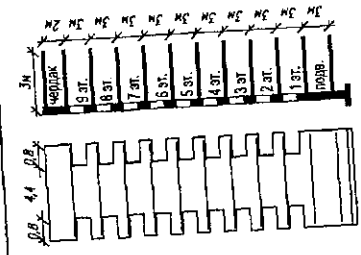
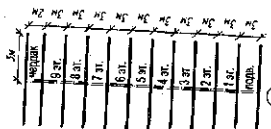
Схемы фрагментов фасада и разреза здания	Нагрузка от стен кирпич. стена 51 см и 77 см	Нагрузка от перегородок	Нагрузка от перекрытия $1,3 \cdot 18 = 23,4$	Суммарная	
				на 1 эт.	на и эт.
	0,51 · 6 · 2 · 18 · 1,1 = 121	1,57 · 18 = 26,5	2,82 · 18 = 50,6	198,1	221,5
	0,51 · (6 · 3 · 1,6 · 1) · 18 · 1,1 = 166	26,5	6,37 · 18 = 114,7	307,2	528,7
	166	26,5	114,7	307,2	835,9
	166	26,5	114,7	307,2	1143,1
	166	26,5	114,7	307,2	1450,3
	166	26,5	114,7	307,2	1757,5
	166	26,5	114,7	307,2	2064,7
	166	26,5	114,7	307,2	2371,9
	166	26,5	114,7	307,2	2679,1
	166	26,5	114,7	307,2	2986,3
	166	26,5	114,7	307,2	3287,0 (на 6 м)
	0,77 · 6 · 18 · 1,3 = 274,2	26,5		300,7	557,4 (на 1 м)

Таблица 1.15

Подсчет нагрузок на колонну по оси 2 при $A_{гр} = 6 \cdot 6 = 36 \text{ м}^2$ (в кН)

Схема фрагмента разреза здания	Нагрузка от колонн $a \cdot b \cdot h \cdot \gamma \cdot \eta_f$	Нагрузка от перегородок	Нагрузка от перекрытия	Суммарная	
				на I этаже	на II этаже
	$0,4 \cdot 0,4 \cdot 25 \cdot 2 \cdot 1,1 = 8,8$	$1,57 \cdot 3,6 = 56,92$	$1,3 \cdot 36 = 46,8$	46,8	46,8
	13,2	56,92	$2,82 \cdot 36 = 101,52$	167,24	214,04
	13,2	56,92	$6,37 \cdot 36 = 229,32$	299,44	513,5
	13,2	56,92	229,32	299,44	812,9
	13,2	56,92	229,32	299,44	1112,3
	13,2	56,92	229,32	299,44	1411,8
	13,2	56,92	229,32	299,44	1711,2
	13,2	56,92	229,32	299,44	2010,7
	13,2	56,92	229,32	299,44	2310,1
	13,2	56,92	229,32	299,44	2609,5
	13,2	56,92	229,32	299,44	2909,6
	13,2	56,92	229,32	299,44	3208,4

1.11. Заключение о техническом состоянии объекта

По результатам обследования здания или сооружения, после анализа всех полученных материалов, членами комиссии составляется заключение о техническом состоянии объекта, которое подписывается всеми членами комиссии и заверяется печатью соответствующего учреждения (см. прил. 1).

В заключении должны быть освещены следующие вопросы:

1) на основании какого приказа или распоряжения назначена комиссия по обследованию. Состав комиссии, сроки проведения обследования. Задание на обследование и кем оно выдано;

2) перечень документов, используемых комиссией при обследовании;

3) краткое описание архитектурно-планировочного решения здания или сооружения и основных несущих конструкций;

4) технология производства на объекте, условия эксплуатации конструкций, агрессивность среды и т. д.;

5) результаты натурного обследования всех конструкций, основные выявленные дефекты, их причины и возможные последствия;

6) прочностные характеристики материалов конструкций;

7) данные о фактических нагрузках на конструкции;

8) результаты проверочных расчетов конструкций с учетом реальных расчетных схем, нагрузок, дефектов и ослабления сечений и т. д.

9) выводы о несущей способности основных конструкций и первоочередные мероприятия по обеспечению безопасности людей. Рекомендации по ремонту или усилению конструкций, необходимости дальнейшего наблюдения за объектом и т. д.

В каждом конкретном случае структура заключения, также как и программа обследования, может уточняться организацией, которая в дальнейшем будет заниматься строительным проектированием или реконструкцией объекта.

Если заключение составляется для оценки рыночной стоимости объекта, необходимо указать в нем физический износ отдельных конструкций и здания в целом, перечень устранимых и неустранимых физических дефектов и др.

При более глубоком обследовании целесообразно составлять паспорт технического состояния несущих конструкций здания или сооружения. В нем представлены схемы планов и разрезов здания, типы основных несущих конструкций, их техническое состояние и фактическая надежность, имеющиеся дефекты и повреждения и рекомендации по усилению или профилактике конструкций. В паспорте также указывается организация, проводившая обследование, дата обследования и рекомендуемые сроки восстановления конструкций и последующего обследования.

2. ОСНОВНЫЕ ПРИЧИНЫ ПОВРЕЖДЕНИЙ И АВАРИЙ И ХАРАКТЕРНЫЕ ДЕФЕКТЫ КОНСТРУКЦИЙ

2.1. Причины аварий и повреждений

Отметим, что причинами возникновения дефектов и аварий могут быть некачественное проектирование, изготовление и монтаж конструкций, неправильная эксплуатация, а также внешние воздействия среды, стихийные бедствия и боевые действия.

Рассмотрим наиболее часто встречающиеся причины.

Ошибки при проектировании:

- 1) неудачно выбранная расчетная схема всего здания или отдельных конструкций, полностью или частично несоответствующая действительной работе здания;
- 2) проектирование здания без достоверных или неполных геологических или гидрогеологических исследований грунтов основания;
- 3) недоучет или занижение сочетаний расчетных нагрузок и других воздействий (перепада температур, динамики, осадок опор и т. д.);
- 4) недостаточная прочность, устойчивость и жесткость запроектированной конструкции из-за ошибочного расчета, недоучета требований СНиП;
- 5) ошибки в назначении марок стали, классов бетона и арматуры и других характеристик материалов;
- 6) неправильное размещение связей и жестких диафрагм;
- 7) неудачные технологичные решения конструкций, узлов и соединений;
- 8) применение недолговечных материалов. Отсутствие указаний по защите конструкций от коррозии;
- 9) отсутствие авторского и технического контроля за выполнением строительных работ;
- 10) малая глубина заложения фундаментов;
- 11) отсутствие учета влияния новых фундаментов пристраиваемых зданий на существующие.

Ошибки в процессе строительства:

- 1) неправильная геодезическая разбивка осей, несоблюдение вертикальности стен, колонн и т. д.;

- 2) отступления от правил производства работ в период строительства, особенно в зимний период;
- 3) применение некачественных материалов или неудачная замена арматуры или профилей, классов стали и бетона;
- 4) несвоевременная постановка связей;
- 5) несоблюдение технологий бетонных работ, толщины защитного слоя бетона, расстояний между стержнями;
- 6) некачественное выполнение соединений на сварке, болтах, заклепках и клее;
- 7) перегрузка конструкций увеличенной массой элементов (слоев) по сравнению с проектом. Часто большие толщины стяжек, засыпок на покрытиях;
- 8) плохая антикоррозийная защита металлических элементов, стыков, закладных деталей и т. д.;
- 9) пропуск деформационных швов, отсутствие гидроизоляции и др.

Неправильная эксплуатация конструкций:

- 1) отсутствие периодического осмотра и профилактических ремонтов конструкций и защиты их от коррозии;
- 2) перегрузка конструкций оборудованием, снегом и пылью. Настилка новых конструктивных слоев, внеузловая подвеска к фермам коробов и трубопроводов во время ремонтов;
- 3) устройство непредусмотренных проектом отверстий в несущих конструкциях, разрезка профилей, арматуры и т. д.;
- 4) пролив жидкостей, кислот, масел на несущие конструкции;
- 5) попадание атмосферной и технической воды и замачивание грунтов основания;
- 6) выемка грунтов вблизи существующих фундаментов. Их замачивание и промерзание;
- 7) промерзание стен, фундаментов, грунтов основания.

Внешние воздействия:

- 1) температура, осадки, воздушный поток, радиация;
- 2) газы, химические вещества;
- 3) биологические вредители;
- 4) шум, звуковые колебания, вибрации;
- 5) землетрясения, ураганы, наводнения;
- 6) блуждающие токи;
- 7) оползни, морозное пучение грунтов;
- 8) боевые действия.

2.2. Деформации конструкций от повышенных температур и огня

От высоких температур более 250 °С и при пожарах в эксплуатируемых зданиях возможны большие деформации и обрушения. Это вызвано следующими причинами:

1) нагрев стальных конструкций и арматуры в железобетонных и армированных каменных конструкциях приводит к падению ее прочности и чрезмерному удлинению, что ведет к изменению геометрии конструкции и большим деформациям. Сжатые армированные зоны конструкций при разогреве и удлинении арматуры трещат и разрушаются;

2) бетон и каменная кладка при ограниченных деформациях испытывают большие температурные напряжения, что вызывает потерю их несущей способности;

3) бетон и каменная кладка становятся хрупкими из-за мгновенного изменения объема кварцевой составляющей при температуре более 500 °С;

4) тушение пожара водой неравномерно охлаждает бетонные и каменные конструкции и вызывает в них появление трещин.

Воздействие огня и воды приводит к отслаиванию верхнего слоя каменной кладки, образованию оплавлений и разрушению раствора в швах кладки. Однако, обычно применяемые в строительстве кирпичи из легкого бетона огнестойки. Кладка же из естественных камней, содержащих кварц (гранит, песчаник, андезит, порфирит) при температуре около 575 °С претерпевает значительное скачкообразное увеличение их объема. Естественные камни разрушаются также при одностороннем нагреве и тушении водой.

Значительные деформации стальных конструкций при температурах, превышающих 400 °С, происходят одновременно с падением предела текучести стали. При возрастании температуры на каждые 100 °С стальные элементы удлиняются на 1,3 мм/м, при условии, что удлинение происходит беспрепятственно. Так как обычно линейные деформации элементов ограничены узлами, опорами, заделками в стены и т. п., то на последние передаются большие распорные усилия. В результате происходят искривления, сдвиг или обрушение опорных, а вместе с тем и вышележащих конструкций.

Древесина начинает разрушаться при температуре 150 °С, сначала наружные слои, потом разлагаются более глубокие слои. Самовозгорание древесины происходит при температуре более 270 °С. Однако, при длительном нагреве даже до 90 °С (обшивка бань-саун) возможно экзотермическое разложение древесины с выделением тепла и самоповышение температуры до 290 °С. Зафиксированы случаи самовозгорания таких помещений.

Скорость обгорания поверхности древесины 2,4 ÷ 4,0 см/час. Деревянные перекрытия старой конструкции, состоящие из балок, наката из досок, глинистой стяжки, засыпки, нижней обшивки и штукатурки теряют несущую способность через 20 ÷ 40 минут. Деревянные стойки разрушаются через 30 минут горения. Несгоревшая древесина сохраняет свою форму и прочность и не деформируется при тушении пожара.

Если несущие конструкции защищены огнестойкими материалами, то при пожаре они длительное время сохраняют свои эксплуатационные качества. Поэтому при проектировании новых и реконструкции эксплуатируемых зданий необходимо проработать вопросы огнезащиты строительных конструкций, а также противопожарные мероприятия.

2.3. Влияние отрицательных температур на основания и конструкции зданий

При отрицательных температурах основания под фундаменты, состоящие, в основном, из глинистых и пылеватых грунтов, мелких и среднетермических песков промерзают, что может вызвать увеличение их объема — пучение грунтов. Происходит это потому, что в этих грунтах вода в связанном состоянии в капиллярах находится выше грунтовых вод, а при замерзании верхних слоев грунта происходит подсосывание воды из нижних слоев. При этом объем увеличивается и при температуре -22 °С давление от льда достигает 20 Па, что вызывает разрушение фундаментов и вышележащих стен.

При строительстве новых зданий вблизи существующих необходимы мероприятия, которые бы препятствовали увлажнению оснований существующих фундаментов при отрывке вблизи них новых котлованов, иначе произойдет их промерзание, и как следствие, деформации в здании.

Каменные и бетонные конструкции, соприкасающиеся с воздухом или грунтом, часто увлажняются и промерзают. От этого в них возникают большие напряжения и трещины. Обычно эти конструкции выдерживают не более 100-300 циклов замораживания или оттаивания. Чем меньше пористость материала, тем сопротивление разрушению, т. е. морозостойкость конструкции, повышается.

В условиях зимнего строительства не всегда выполняют достаточный прогрев бетона и растворов, что приводит к их низкой прочности, и после размораживания возможны деформации и даже обрушения. Так 5-этажный кирпичный дом еще не сданный в эксплуатацию обрушился весной 1963 года в Тракторозаводском районе г. Волгограда.

Для металлических конструкций также неблагоприятны низкие температуры. Поэтому важно строгое выполнение требований СНиП по назначению соответствующих марок сталей в зависимости от типов конструкций и температуры эксплуатации. Также важно выполнять конструктивные мероприятия, которые препятствовали бы хрупкому разрушению

конструкций при низких температурах. К сожалению, были случаи, когда металлические конструкции, выполненные для южных районов, завоились на север и там разрушались еще до монтажа.

Деревянные конструкции при низких температурах и повышенной влажности испытывают большие напряжения, которые могут привести к возникновению и развитию трещин. Это можно наблюдать в чердачных помещениях: обрешетка и стропила намокают при некачественной кровле, а зимой промерзают. При этом доски растрескиваются, соединения в узлах и стыках ослабевают, и происходит деформирование элементов. Неблагоприятны низкие температуры к клееным конструкциям, выполненным с дефектами.

2.4. Коррозионное разрушение конструкций

Существует ряд причин коррозионного разрушения металлических и неметаллических (бетонных, каменных, деревянных, пластмассовых и др.) конструкций. Они возникают от физических, химических, электрохимических и биологических воздействий. Процессы коррозии неметаллических материалов отличаются от процессов коррозии металлов. Если для металлов коррозия происходит на границе металла и среды, то коррозия пористых неметаллов происходит и на границе со средой и в глубине материала, что обуславливается процессами диффузии. Все зависит от природы материала (органического или неорганического происхождения) и агрессивности среды: концентрации вредных веществ, температуры и воздействия химических реагентов.

Например, пластмассы и резины при воздействии на них агрессивных сред теряют свою эластичность, твердеют и становятся рыхлыми и их прочностные свойства резко снижаются.

Бетон и каменные материалы разрушаются от воздействия агрессивной среды при образовании в его порах новых соединений большого объема.

Степень воздействия агрессивных сред на неметаллические конструкции определяется:

— для газовых сред — видом и концентрацией газов, растворимостью газов в воде, влажностью и температурой (табл. 2.1);

— для жидких сред — наличием и концентрацией агрессивных агентов, температурой, величиной напора или скоростью движения жидкости у поверхности конструкции;

— для твердых тел (соли, аэрозоли, пыль, грунты) — дисперсностью, растворимостью в воде, гигроскопичностью, влажностью окружающей среды (табл. 2.2).

Таблица 2.1

Группы агрессивных газов в зависимости от их вида и концентрации

Наименование	Концентрация, Мг/м ³ , для групп газов			
	Наибольшая допустимая в незагрязненном воздухе, А	Предельно допустимая на рабочих местах, В	Превышает предельно допустимую в 20 раз, С	Превышает предельно допустимую в 100 раз, D
Углекислый газ	<2000	>2000	—	—
Аммиак	0,2	0,2—20	>20	—
Сернистый ангидрид	<0,5	0,5—10	10—200	200—1000
Фтористый водород	0,05	0,05—5	5—10	10—100
Сероводород	0,01	0,01—5	5—100	100
Оксиды азота	0,1	0,1—5	5—25	25—100
Хлор	0,1	0,1—1	1—5	5—10
Хлористый водород	0,05	0,05—5	5—10	10—100

Таблица 2.2

Характеристика твердых сред (солей, аэрозолей и пыли)

Группа	Растворимость твердых сред в воде и гигроскопичность	Наиболее распространенные соли, аэрозоли, пыли
Е	Малорастворимые	Силикаты, фосфаты, карбонаты магния, кальция, бария, свинца; сульфаты бария, свинца; оксиды и гидроксиды железа, хрома, алюминия, кремня
И	Хорошо растворимые малогигроскопичные	Хлориды и сульфаты натрия, калия, аммония; нитраты калия, бария, свинца, магния; карбонаты щелочных металлов
К	Хорошо растворимые гигроскопичные	Хлориды кальция, магния, алюминия, цинка, железа; сульфаты магния, марганца, цинка, железа; нитраты и нитриты натрия, калия, аммония, все первичные фосфаты, вторичный фосфат натрия, оксиды и гидроксиды натрия, калия

Среды по степени воздействия на конструкции подразделяются на неагрессивные, слабоагрессивные, среднеагрессивные и сильноагрессивные (табл. 2.3. и 2.4.).

Таблица 2.3
Степень агрессивного воздействия газообразных сред на конструкцию

Режим влажности (влажность в %)	Группа	Материал	
		Бетон	Железобетон
Сухой (до 60%)	A	Неагрессивная	Неагрессивная
	B	Неагрессивная	Неагрессивная
	C	Неагрессивная	Неагрессивная
	D	Неагрессивная	Слабоагрессивная
Нормальный (от 61 до 75%)	A	Неагрессивная	Среднеагрессивная
	B	Неагрессивная	Неагрессивная
	C	Неагрессивная	Слабоагрессивная
	D	Неагрессивная	Среднеагрессивная
Влажный или Мокрый (более 75 %)	A	Слабоагрессивная	Сильноагрессивная
	B	Неагрессивная	Слабоагрессивная
	C	Неагрессивная	Среднеагрессивная
	D	Слабоагрессивная	Сильноагрессивная

Таблица 2.4
Степень агрессивного воздействия твердых тел на конструкции

Режим влажности	Группа	Материал	
		Бетон	Железобетон
Сухой	И	Нейтральная	Слабоагрессивная
	К	Слабоагрессивная	Среднеагрессивная
Нормальный	И	Слабоагрессивная	Слабоагрессивная
	К	Слабоагрессивная	Среднеагрессивная
Влажный или мокрый	И	Слабоагрессивная	Среднеагрессивная
	К	Среднеагрессивная	Сильноагрессивная

При неагрессивной среде в течение года эксплуатации не снижается прочность материала, и отсутствуют внешние признаки коррозии.

При слабоагрессивной среде теряется прочность до 5 % и наблюдается слабое поверхностное разрушение материала. Среднеагрессивная среда дает 5—20 % потери прочности материала, наблюдаются волосные трещины, повреждения угловых зон.

При сильноагрессивной среде потери прочности достигают более 20 % и наблюдается сильное растрескивание материала.

Особенно вредные воздействия на конструкции оказывают:

— углекислый газ, сернистый ангидрид, фтористый водород, а также щелочи и кислоты;

— масла, нефть, нефтепродукты, растворители, различные виды сельскохозяйственных удобрений (фосфорные, аммонийные, азотные, калийные) и др.

Защиту строительных конструкций от коррозии выполняют в зависимости от агрессивности среды и видов строительных материалов в соответствии со строительными нормами [52].

2.5. Характерные дефекты эксплуатируемых строительных конструкций

Опыт обследования многих зданий и сооружений позволяет обобщить наиболее характерные дефекты, которые могут быть в конструкциях.

Общими дефектами для зданий из разных материалов могут быть: не соответствующие проекту общие размеры и отметки, отсутствие температурных швов, несоблюдение требований пространственной жесткости зданий (отсутствие диафрагм или связей жесткости) и др. Ниже представлены часто встречающиеся дефекты в конструкциях стен и перекрытий, выполненных из разных материалов. Указанный перечень может служить напоминанием при обследовании, но не является окончательным — всеохватывающим. В каждой конкретной конструкции имеются свои дефекты и повреждения.

Характерные дефекты каменных конструкций:

- 1) отсутствие перевязки швов и некачественная кладка;
- 2) трещины в каменной кладке;
- 3) насыщение влагой и промерзание;
- 4) расслоение и осыпание кладки, выпадение облицовочных плиток;
- 5) нарушение вертикальности стен и столбов;
- 6) отсутствие связей-анкеров с перекрытиями;
- 7) отсутствие арматурных сеток в простенках, арматуры в перемычках;
- 8) недостаточная прочность и морозостойкость кирпича и раствора;
- 9) недостаточная пространственная жесткость здания; недостаточное количество поперечных стен, отсутствуют связи и диафрагмы;
- 10) некачественная вертикальная и горизонтальная гидроизоляция в стенах подвала;
- 11) малый вынос карниза, что ведет к увлажнению стен;
- 12) механические повреждения от транспорта и др.

Характерные дефекты железобетонных конструкций:

- 1) отслоение защитного слоя бетона;
- 2) коррозия арматуры и закладных деталей;
- 3) отступление от проекта в армировании; несоответствие класса и диаметра шагов арматуры проектным;
- 4) трещины: усадочные, температурные, осадочные и деформационные;
- 5) негерметичность стыков панелей, раскрытие их;
- 6) низкая прочность бетона по сравнению с проектом;
- 7) увлажнение и промерзание стеновых панелей;
- 8) нарушение сцепления бетона и арматуры, например, после пропитки маслами;
- 9) коррозия поверхности бетона от агрессивности среды, воды и ветра;
- 10) механические повреждения и износ от истирания;

- 11) недопустимые прогибы, крены и горизонтальные отклонения;
- 12) изъяны, раковины, пустоты в бетоне, связанные с расслоением бетонной смеси, неправильным подбором состава бетона;
- 13) недостаточная площадь опирания конструкций;
- 14) некачественное выполнение сварных соединений.

Характерные дефекты металлических конструкций:

- 1) погнутия, искривления стержневых элементов;
- 2) выпучивание полков и стенок составных сечений балок и колонн;
- 3) коррозия элементов и соединений;
- 4) трещины всех видов;
- 5) пересечения или примыкания сварных швов друг к другу;
- 6) резкие перепады сечений элементов;
- 7) прикрепление узловых фасонки к поясам ферм прерывистыми швами;
- 8) входящие углы в деталях;
- 9) дефекты сварных швов (отсутствие подварки корня шва, наплывы, прожоги, перерывы, неполное проплавление, шлаковые включения, поры, трещины, незаваренные кратеры, зарубки, надрезы);
- 10) отсутствие плавного перехода от металла сварного шва к основному металлу в конструкциях, воспринимающих динамические нагрузки.

Характерные дефекты деревянных конструкций:

- 1) недопустимые деформации и потеря устойчивости элементов;
- 2) гниение и поражение древесины жуками-точильщиками и другими насекомыми, грибами;
- 3) трещины вследствие низкого качества древесины;
- 4) ослабление сечений при строительстве и механические повреждения (запилы, зарубы, обмятины) при эксплуатации;
- 5) расстройство сопряжений или отсутствие крепежных деталей;
- 6) необоснованное удаление каких-либо элементов конструкций;
- 7) наличие пороков древесины (сучков, трещин и т. д.);
- 8) повреждения от повышенной температуры и огня (температура должна быть меньше 50 °С в неклееных и 35 °С в клееных конструкциях);
- 9) коррозия металлических деталей деревянных конструкций и их деформирование;
- 10) коррозия древесины от агрессивных сред (аммиак, хлор, окислы азота, сероводород и др.);
- 11) усушка, разбухание и коробление при неблагоприятном температурно-влажностном режиме и отсутствии проветривания;
- 12) ослабление клеевых, гвоздевых и других видов соединений;
- 13) истираемость поверхности при эксплуатации;
- 14) отсутствие или разрушение связевых элементов.

Характерные дефекты предварительно напряженных конструкций:

- 1) непроектная величина предварительного напряжения (чаще недостаточная);
- 2) плохая анкеровка концов затяжек в металлических и деревянных и арматуры в железобетонных конструкциях;
- 3) некачественное инъектирование каналов и заделка стыков монтажных элементов;
- 4) трещины в зоне анкеровки предварительно напряженной арматуры в железобетонных конструкциях;
- 5) вертикальные трещины в пролетных участках железобетонных балок и плит и в деревянных конструкциях;
- 6) коррозия арматуры, затяжек и конструкций в целом, вызванная агрессивностью среды;
- 7) недостаточная прочность материалов, из которых изготовлены конструкции;
- 8) механические повреждения в период транспортирования и монтажа конструкций;
- 9) нарушение технологии предварительного напряжения конструкций, например, приложение усилий преднапряжения на бетон с малой прочностью, неодновременное натяжение парных затяжек и т. д.;
- 10) разрушение защитных покрытий;
- 11) недопустимые деформации конструкций.

2.6. Причины возникновения трещин в конструкциях

Выявить действительную причину возникновения трещин в несущей конструкции достаточно сложно. Они могут возникнуть в период изготовления конструкции, при ее транспортировке, при монтаже или, чаще всего, при эксплуатации объекта. Остановимся на наиболее характерных причинах, вызывающих появление трещин в различных конструкциях:

1. Перегрузка конструкции, вызывающая перенапряжение элементов и сечений или большие деформации.
2. Местная перегрузка участков или сечений конструкций от сосредоточенных сил, передающихся на небольшую зону конструкции. Например, опора балки загружает кирпичную пилястру без распределительной опорной подушки.

3. Усадка материалов, например бетона или древесины при высокой температуре и малой влажности, особенно, в период изготовления.
 4. Отсутствие температурных швов в здании.
 5. Осадки, просадки, пучение, оползни грунтов основания под фундаментами.
 6. Нарушение сцепления арматуры с бетоном или связи в других композиционных материалах.
 7. Коррозия арматуры в железобетонных конструкциях.
 8. Пожары и другие резкие перепады температуры, в том числе полив раскаленных конструкций водой.
 9. Низкая прочность материалов.
 10. Неправильное армирование конструкций: большой шаг стержней, недостаточная анкеровка и т. д.
 11. Многократные намокания и промерзания конструкций. Попадания воды в каналы конструкций с последующим ее замерзанием, например в многослойные плиты перекрытий.
 12. Неправильное выполнение соединений: сварных швов, болтов, заклепок, нагелей и т. д.
 13. Усталость материала, способствующая приобретению хрупких свойств, например в пластмассах.
 14. Коррозионное растрескивание в агрессивной среде или при высокой температуре.
 15. Динамические воздействия, вибрации, колебания, удары, взрывы и т. д.
 16. Резкие перепады сечений в конструкциях, вырезы, отверстия.
 17. Механические повреждения.
 18. Биологическое повреждение за счет попадания в щели и роста семян трав, кустарников; попадания в поры микроорганизмов и грибов.
- Для каждой конкретной конструкции необходимо определить причину или возможное сочетание указанных выше причин возникновения трещин и принять необходимые конструктивные меры.

3. ДИАГНОСТИКА ОБСЛЕДУЕМЫХ КОНСТРУКЦИЙ

3.1. Наиболее уязвимые места в зданиях и сооружениях

При обследовании зданий целесообразно обратить внимание на наиболее уязвимые места в конструкциях, в которых чаще всего имеются дефекты (рис. 3.1).

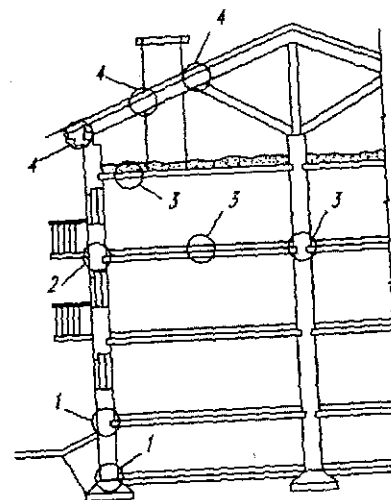


Рис. 3.1. Наиболее уязвимые места в конструкциях: 1 — в фундаментах и стенах подвала; 2 — в стенах; 3 — в перекрытиях; 4 — в крыше

В крышах — в местах прохождения водостоков, ендовах, местах сопряжения с трубами и другими надстройками, в узлах заделки деревянных и металлических конструкций в стены, у парапетных стенок и др.

В колоннах — в узлах опирания балок и настила, крепления к фундаментам, в средней части.

В подкрановых балках — в опорных частях, узлах крепления к колоннам, соединения полок со стенками и крепления рельса.

3.2. Деформация зданий, находящихся вблизи вновь построенных и на склонах

Как показывает обследование зданий и сооружений, рядом с которыми построили новые здания или пристройки, все существующие ранее старые постройки получили деформации. В основном это трещины в стенах, швах перекрытий, лестничных клетках. Величины этих деформаций пропорциональны массам (этажности) новых пристроенных зданий. Иногда повреждения настолько опасны, что приходится усиливать эти здания или прекращать их эксплуатацию (рис. 3.2).

Основными причинами этих повреждений являются:

- 1) чувствительность конструкций здания к неравномерным осадкам грунтов основания от новых дополнительных нагрузок. Она зависит от конструктивной схемы здания и его физического износа;

В фундаментах и стенах подвала — в зонах увлажнения и промерзания грунтов, сопряжения стен с отмошкой, вертикальной и горизонтальной гидроизоляции, в местах ввода коммуникаций и проемов.

В стенах — в местах прохождения водосточных труб и воронок, карнизов, выступов, балконов, подоконников, в стыках панелей, простенках нижних этажей.

В перекрытиях — в зонах прохождения трубопроводов, швах, узлах опирания, зонах с максимальными усилиями.

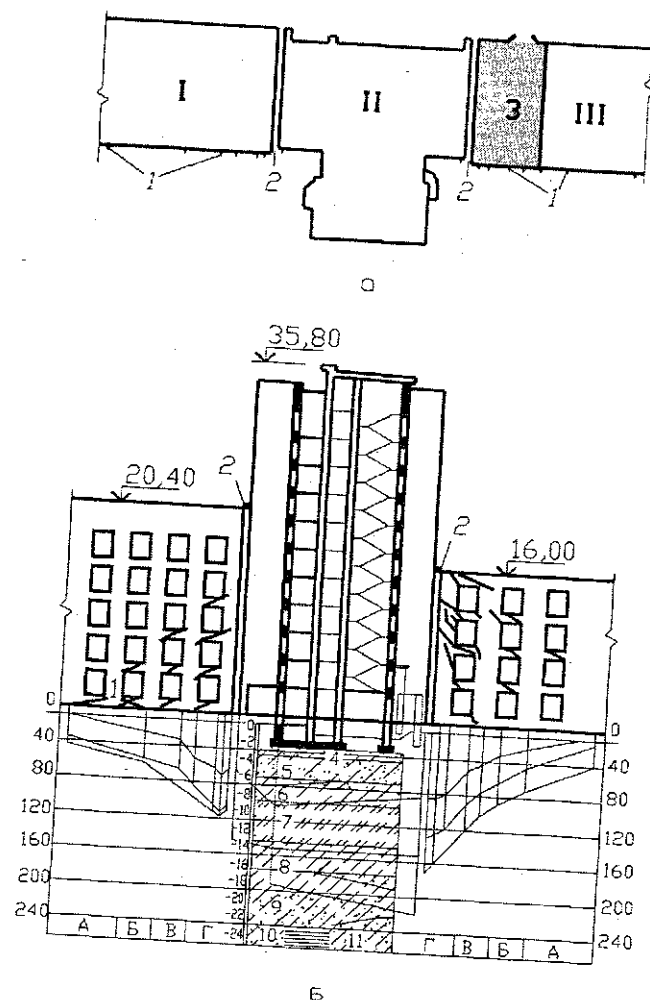


Рис. 3.2. Повреждения стен двух домов старой постройки, между которыми был возведен новый дом: а — план здания; б — разрез нового здания и его основания; I — III — номера корпусов; 1 — деформационные марки; 2 — осадочные швы; 3 — участок четырехэтажного здания, получивший аварийные повреждения, разобранный и восстановленный в 1980 г.

2) изменения инженерно-геологических и гидрогеологических условий;

3) неудачная технология земляных работ. Во время отрывки прилегающего к зданию котлована происходит нарушение структуры грунта, устойчивости несущих слоев основания и откосов котлована. При этом происходит замачивание и промораживание грунта, суффозионный вынос частиц грунта, выдавливание грунта из-под существующих фундаментов в сторону котлована;

4) в зданиях, построенных на свайных фундаментах, при отрывке котлована вблизи свай уменьшается несущая способность их за счет снижения сил трения, развиваемых на боковой поверхности свай. Кроме этого, происходит оголение свай и сползание грунта из межсвайного пространства. А при загрузке новых фундаментов сваи дополнительно воспринимают нагрузки от нового здания.

Повреждения можно было бы значительно уменьшить или предотвратить, если бы были выполнены соответствующие архитектурно-планировочные, конструктивные и организационно-технологические мероприятия при проектировании и строительстве новых зданий вблизи существующих. При обследовании необходимо по возможности выявить все сведения о технологии и организации строительства объекта, которые помогут понять причины деформаций зданий. Например, применялось ли ограждение старых фундаментов шпунтом, на какую глубину отрывался котлован, когда работали — зимой или летом, и т. д.

При эксплуатации зданий, расположенных на склонах или вблизи их, появляется опасность нарушения устойчивости и прочности конструкций из-за возможных оползневых подвижек грунта. Например, здание «Дома Техники» в Краснооктябрьском районе г. Волгограда, расположенное на крутом склоне набережной Волги, в результате оползня получило значительные деформации: переместилась передняя лестница на склоне и крыльцо здания на 2—4 м вниз, в стенах здания появились сквозные трещины, срезало один кирпичный столб 1-го этажа.

3.3. Диагностика оснований и фундаментов

При обследовании оснований — грунтов, залегающих под фундаментами и воспринимающих от них нагрузку, необходимо обратить внимание на характеристики грунтов. Нужно изучить проектно-изыскательские материалы, акты на скрытые работы при проведении фундаментов, выявить характер грунтов, степень их пучинистости или просадочности, глубину промерзания, уровень грунтовых вод. Для этого отрывают шурфы и берут пробы грунта для лабораторных исследований.

Различают грунты: нормальные, пучинистые и просадочные. При нормальных грунтах равномерная и небольшая осадка не вызывает деформации зданий. Опасными для здания являются пучинистые грунты (глинистые и пылеватые грунты), которые при увлажнении и промерзании увели-

чиваются в объеме на 10 %. Под воздействием сил кристаллизации льда находящейся в грунте воды, они передают нормальные силы снизу вверх на подошву фундамента и касательные силы при смерзании пучинистых грунтов с поверхностями фундаментов и стен подвала.

Нормальные силы пучения N_n , действующие на подошву фундаментов можно определить по следующей приближенной формуле:

$$N_n = nRA_n \cdot h_1,$$

где n — коэффициент перегрузки, равный 1,1; R — эмпирический коэффициент, принимаемый 0,06 кг/см²; A_n — площадь подошвы фундамента; h_1 — высота мерзлого слоя грунта, см.

Если есть защита грунтов от избыточного увлажнения и промерзания (отмостки, теплозащитные подушки) и масса вышележащих конструкций превышает силы пучения, то разрушения фундаментов и стен здания не происходит. Промерзание грунта также опасно при последующем оттаивании грунтов и неравномерной осадке фундаментов (рис. 3.3, 3.4).

Причиной деформаций зданий могут быть повреждения инженерных коммуникаций, из которых агрессивные воды попадают в грунты. Плохое качество гидроизоляции также вызывает коррозию стен фундаментов.

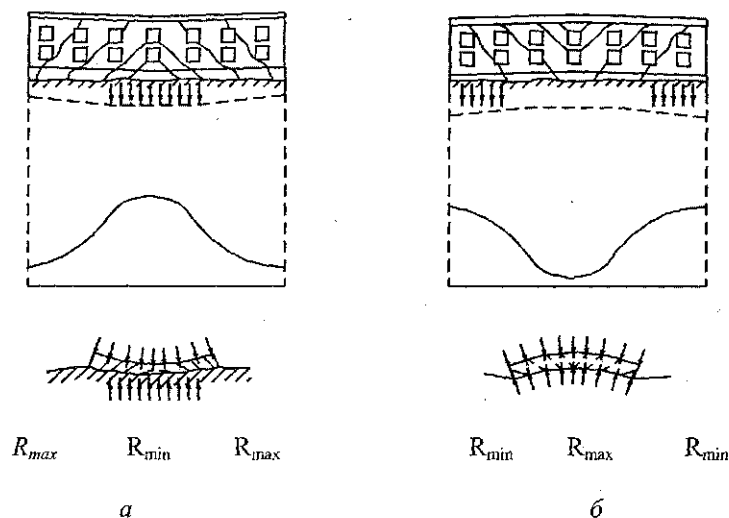


Рис. 3.3. Деформации зданий, вызванные неравномерной осадкой оснований: а — прогиб; б — выгиб

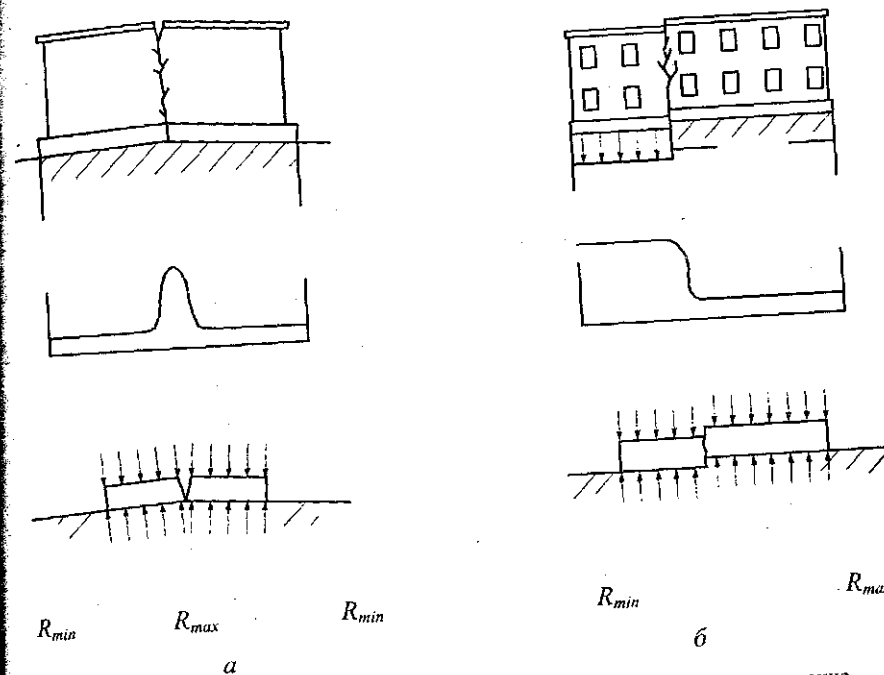


Рис. 3.4. Деформации излома и скалывания: а — излом; б — скалывание

При высоком уровне грунтовых вод и отсутствии дренажа конструкции фундаментов и стены подвала находятся в воде, зачастую агрессивной, что вызывает их разрушение. В водном бассейне находится и грунт основания, возможна фильтрация и перемещение грунта из-под фундаментов. Разработка вблизи зданий котлованов изменяет влажностный режим грунтов и уровень грунтовых вод. Это вызывает деформацию грунтов и, как следствие, трещины в фундаментах и стенах здания (рис. 3.5, 3.6, 3.7).

Фундаменты разрушаются при действии агрессивных грунтовых вод, насыщенных щелочными, сульфатными и другими химическими веществами. При этом отслаивается защитный слой бетона и корродирует арматура.

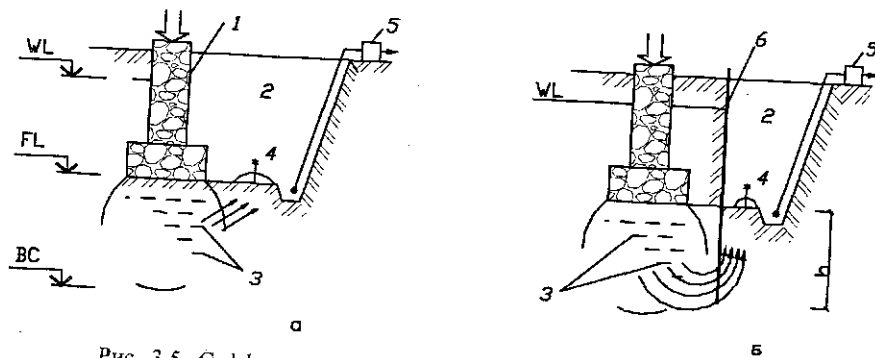


Рис. 3.5. Суффозионное разрушение грунта под существующими фундаментами при открытом водоотливе: а — без ограждающего шпунта; б — при шпунте, не забитом до водоупора или недостаточно заглубленном ниже дна котлована; 1 — существующий фундамент; 2 — котлован возводимого здания; 3 — области возможного образования пустот; 4 — грифоны; 5 — насос; б — шпунт; h — глубина погружения шпунта ниже отметки дна котлована

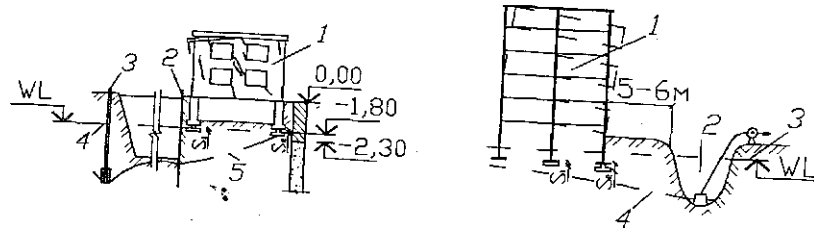


Рис. 3.6. Деформация здания вследствие понижения уровня подземных вод иглофильтровой установкой: 1 — здание; 2 — шпунт; 3 — иглофильтр; 4 — уровень подземных вод до водопонижения; 5 — то же, после водопонижения

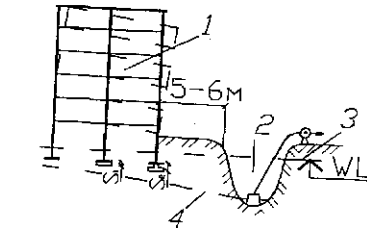


Рис. 3.7. Деформация жилого дома, вызванная открытым водоотливом из смежной с ним траншеи: 1 — жилой дом; 2 — траншея; 3 — уровень подземных вод до откачки; 4 — то же, после откачки

Динамические нагрузки от технологического и подъемно-транспортного оборудования также вызывают колебания и разрушения фундаментов.

Под воздействием блуждающих токов происходит электрохимическая коррозия арматуры в бетоне. В одном из электролитных цехов предприятия цветной металлургии через 5 лет эксплуатации оказались в аварийном состоянии: подземные конструкции, стены и колонны подвалов, фундаменты. В них полностью разрушился защитный слой бетона, прородировала арматура, износ достиг своего предела, за которым следует авария.

Воздействие смазочных материалов (масел) на фундамент снижает его прочность за счет интенсивного ослабления сцепления арматуры с бетоном.

Причиной разрушения фундаментов могут быть: нарушение режима работы технологического оборудования, неучтенные при проектировании сочетания нагрузок и, особенно, влияние динамических нагрузок.

Под безотказностью работы системы «основание—фундамент» понимают способность сохранять работоспособность (все элементы системы прочны, надежны, устойчивы и долговечны) в определенных условиях эксплуатации. Полная или частичная утрата надежности системы называется отказом. Различают признаки отказов оснований и фундаментов:

— *явные* — вызывают полное обрушение здания или отдельных его конструкций, недопустимые крены, провалы и обвалы, выход из строя оборудования;

— *неявные* — осадки, просадки, подъемы, трещины в фундаментах и стенах, искривления и деформации элементов, отслоение и коррозия арматуры, нарушение вертикальности стыков и сопряжений элементов. Неявные признаки являются сигналом для принятия необходимых мер, иначе последуют явные признаки.

Существует несколько видов дефектов фундаментов:

- 1) расслоение кладки фундамента вследствие недостаточной перевязки швов каменной кладки и недостаточной прочности;
- 2) разрушение фундамента от воздействия агрессивной среды в грунте и применения нестойких к агрессии материалов;
- 3) разрыв фундамента по высоте вследствие морозного пучения грунта и неправильного конструирования (малой прочности материала фундамента и швов);
- 4) трещины в плите фундамента от недостаточных размеров или увеличения нагрузки на фундамент, а также увлажнения основания;
- 5) просадка фундамента при слабых грунтах (просадочных, пшывунах) или недостаточном уплотнении грунта, малой глубине заложения фундамента и изменения уровня грунтовых вод.

Характерные повреждения оснований фундаментов и грунтов, снижение их несущей способности вызваны ошибками при изысканиях и проектировании, недостаточным уходом в процессе строительства и подтопления основания грунтовыми, атмосферными и технологическим водами, а также срезки грунта вдоль здания или отрывке ям вблизи котлована.

3.4. Диагностика стен здания

Обследование начинают с выявления конструктивной схемы здания, назначения стен (ограждающая, несущая, самонесущая), прочностных характеристик материала, типов соединения стен (стеновых панелей) с другими несущими конструкциями: фундаментами, колоннами, перекрытиями и т. д.

С помощью геодезических приборов определяют отклонения стен от вертикали, местные выпучивания, горизонтальность стыков и швов. Измеряют толщину швов стыков и трещин. Относительные горизонтальные отклонения (к высоте этажа) для кирпичных и железобетонных стен не должны превышать 1/500, облицованных естественным камнем 1/700, витражи 1/1000.

Влажность материала стен находят отбором проб из разных слоев конструкции стен, в случае ее многослойности. Пробы нумеруют, взвешивают и помещают в термостат, где они высушиваются при температуре $(110 \pm 5)^\circ\text{C}$ до постоянного веса. Влажность определяют по формуле:

$$W = (q_1 - q) \cdot 100/q,$$

где q_1 — вес отобранной пробы; q — вес пробы, высушенной до постоянного веса.

Сравнивают влажность стенового материала с допускаемой по нормам.

Для определения пустот и трещин в конструкции стены применяют ультразвуковой прибор УКБ—1. Прочность стен, как уже отмечалось, определяют с помощью молотков Физделя, Кашкарова, УКБ—1 и т. д., или взятием проб и их испытанием в лабораториях.

Стеновые панели армированы сетками и каркасами, в них имеются закладные детали. Поэтому их обследуют как железобетонные конструкции с определением защитного слоя бетона, расположения и диаметра арматуры и т. д. Используют приборы ИСМ и ИЗС. Состояние арматуры и закладных деталей выявляют вскрытием не менее чем в трех местах.

Тщательно обследуют простенки и переимеченные участки стен. Наиболее опасны горизонтальные трещины в простенках и вертикальные в перемычках. Трещины могут возникать от разных факторов: от перепада температуры, осадок фундаментов, усадки бетона, перенапряжения и т. д. Необходимо выявить, старые ли это трещины (пассивные), которые можно сразу заделать, или это активные развивающиеся трещины. Для этого устанавливают маяки на стену, очищенную от облицовки или штукатурки. На каждой трещине устанавливают по два маяка: в зоне наибольшего раскрытия и в конце.

При обследовании деревянных стен или обшивки обязательно определяют влажность древесины и засыпок; выявляют степень зараженности гнилью, грибами, жучками и т. д. Отбирают из увлажненных мест образцы $10 \times 5 \times 1$ см и направляют на микробиологический анализ.

При обследовании стен с металлическим каркасом и обшивкой определяют степень коррозии, плотность и состояние всех видов соединений.

Особенно следует обратить внимание на состояние стен здания, находящихся на склонах или вблизи их, так как из-за возможных оползневых подвижек грунта появляется опасность нарушения устойчивости и прочности конструкций здания. Например, 9-этажный кирпичный дом в Советском районе г. Волгограда, расположенный на склоне, из-за неравномерной осадки в результате замачивания и выноса частиц грунта основания

из-под фундаментов получил трещины $50 \div 60$ мм в верхних этажах здания, сдвиг лестничных маршей на 15 мм, перекос лифтовых шахт и т. д. Причина характерна для большинства деформированных зданий.

3.5. Диагностика перекрытий

При обследовании конструкций междуэтажных перекрытий следует определять, в первую очередь, тип перекрытия: с балками или безбалочное, монолитное или сборное, однопролетное или многопролетное, неразрезное, железобетонное, деревянное, металлическое или смешанное. Также необходимо уточнить характер опирания панелей и балок на стены и колонны: шарнирное, жесткое или жесткоупругое; уточнить конструкцию пола и подвесного потолка и все виды нагрузок, действующих на перекрытия.

В зависимости от материала несущих конструкций перекрытия необходимо провести мероприятия по определению их прочностных свойств, выявить дефекты в элементах и соединениях: степень коррозии, отклонения от геометрических размеров и наличие трещин. Возможно их увеличение (уточняют установкой маяков из гипса или цемента). Замерить прогибы плит и балок в трех точках: на опорах и в середине пролета и найти разность отметок опирания концов балок можно с помощью нивелиров с оптической насадкой и реек со светящейся шкалой. Следует обратить внимание на состояние опорных частей балок, столиков колонн, закладных деталей, их анкеровки.

Предельно допустимые прогибы определяют по нормам [49—51]. Например, для традиционных железобетонных плит пролетом до 6 м предельный прогиб 1/200 величины, а для металлических: главных балок — 1/400, прочих балок — 1/250, настила — 1/150. При наличии оштукатуренных потолков прогиб балок перекрытий только от кратковременной нагрузки не должен превышать 1/350, так как при больших деформациях штукатурка осыпается.

Ширина раскрытия трещин в железобетонных конструкциях также ограничена требованиями СНиП в зависимости от агрессивности среды. Поэтому надо обратить внимание в помещениях на проливы масел, кислот и щелочей на пол. Они вызывают как коррозию бетона, так и нарушение сцепления его с арматурой. Много таких примеров в цехах химических заводов Волгоградского «Каустика» и Волжского «Химволокна».

В деревянных перекрытиях особенно уязвимы опорные узлы балок, заделанные в кирпичные стены. От сырости они разрушаются и поражаются грибами. Древесина, как материал органического происхождения, представляет собой питательную среду для многих видов грибов и насекомых. Гниение является результатом жизнедеятельности дереворазрушающих, плесневых и деревосохраняющих грибов. Споры грибов особенно жизнеспособны при повышенной влажности более 40 % и невысокой положи-

тельной температуре (до 50 °С). При гниении древесина разлагается и разрушается, твердость гнилой древесины в 15—30 раз меньше, чем здоровой. Гнилая древесина должна заменяться.

В балках перекрытий и настилах возможны трещины и ослабления соединений. Обследование большинства цехов деревообрабатывающего завода им. В.А. Куйбышева выявило, что восстановленные после войны здания с покрытиями по дощатым балкам и фермам имеют большие трещины, ослабления гвоздевых и болтовых соединений и загнивание опорных частей.

Участки, пораженные гнилью, особенно от плохой вентиляции конструкций пола и чердака, можно выявить зачастую только при вскрытии — снятии досок, очистке от засыпок изоляционных материалов и стяжек несущих балок и откола от них щепок для лабораторных испытаний. Такие работы, выполнялись, например, нами при обследовании подвешного потолка над зрительным залом Дворца культуры в г. Волжском. Выявлено, что балки не заражены грибами и находятся в удовлетворительном состоянии, надежность их обеспечена.

Клееные деревянные конструкции более стойкие и надежные в эксплуатации. Обследование объектов, эксплуатируемых с 1943 года, показало, что большинство из них находятся в хорошем состоянии. Для изготовления этих конструкций были использованы фенолформальдегидные и казеиноцементные клеи, запрессовка осуществлялась в прессах и гвоздевым прижимом. Однако на ряде объектов, в местах водостоков и вентиляционных отверстий наблюдаются трещины и расслоения клееных конструкций. А в сочетании с некачественным изготовлением на заводе вызывает обрушение конструкций.

3.6. Особенности обследования промзданий с мостовыми кранами

Особенностью промышленных зданий является требование бесперебойной работы, так как остановка производства на один день может принести убытки, эквивалентные 15—20 % стоимости самих зданий.

Другой особенностью являются крановые динамические нагрузки. Воздействие колес крана на подкрановые конструкции вызывает их частые повреждения, особенно при тяжелых режимах работы.

Влияние высоких температур, газоваздушная среда, низкие зимние температуры для неутепленных цехов и эстакад также ухудшают состояние конструкций. Интенсивность поражения коррозией достигает 0,05—1,6 мм в год. Скорость коррозии свыше 0,1 мм в год считается опасной, так как конструкции быстро выходят из строя.

Довольно часто подкрановые конструкции подвергаются механическим воздействиям: ударам грузов, мостовых кранов, завалочных машин, технологического оборудования и транспорта. Иногда искривляют элемен-

ты конструкций подвешиванием блоков для подъема ремонтируемого оборудования. Бывают случаи вырезания раскосов ферм, отверстий в балках для пропуска трубопроводов и коробов.

Наблюдений и ухода за конструкциями на заводах зачастую нет или они поручаются неквалифицированным людям.

Причиной разрушения подкрановых конструкций (подкрановых и тормозных балок, рельсов и колонн) является также перекося мостового крана, т. е. расположение его главных балок или ферм не перпендикулярно рельсам. Перекося вызывают большие боковые динамические силы на рельсы и их искривление. Осадки фундаментов и колонн также приводят к деформированию путей крана и по вертикали, расшатыванию всех узлов соединений. Поскольку горизонтальные силы передаются на рельсы и верхний пояс подкрановых балок, последний находится в очень тяжелом состоянии. Это вызывает появление трещин в поясных швах сварных балок и у ребер жесткости, расшатывание или срезку заклепок в клепаных балках.

В прессовом цехе завода бурового оборудования от больших динамических ударных нагрузок срезало заклепки в верхнем трехслойном поясе коробчатой металлической подкрановой балки пролетом 14 м, расположенной в зоне пресса. Остальные балки, эксплуатируемые более семидесяти лет, находятся в удовлетворительном состоянии, так как они не подвергались таким большим ударным воздействиям, передающимся через кран от мощного 600-тонного пресса.

Наиболее повреждаемая часть балок торцевая. Это вызвано, в том числе, и низким качеством сварных швов в этих зонах и неудачными конструктивными решениями узлов сопряжения балок с колоннами.

Интенсивность крановых воздействий на несущие конструкции определяется грузоподъемностью и режимом работы крана. Принята классификация режимов работы кранов Госгортехнадзором в «Правилах устройства и безопасной эксплуатации грузоподъемных кранов», а также группах режимов по ГОСТ 25546—82 (табл. 3.1).

Таблица 3.1

Характеристики режимов работы кранов

Режим	Группа	Коэффициент нагружения, K_p
Легкий (Л)	2К—3К	0,0001
Средний (С)	4К—6К	0,0001—0,01
Тяжелый (Т)	7К	0,01—0,1
Весьма тяжелый (ВТ)	8К	0,1—1,0

Коэффициент нагружения K_p характеризует степень полной загрузки несущей конструкции в период ее эксплуатации.

Интенсивность температурных воздействий зависит от типа здания, его габаритов, системы вентиляции и мощности источников тепловыделения. По интенсивности нагрева конструкций технологические температурные воздействия делятся на три типа:

- слабые
- средние
- сильные
- нагрев до 100 °С;
- нагрев до 200 °С;
- нагрев свыше 200 °С.

Для промышленных зданий и сооружений, испытывающих большие динамические воздействия, необходимо определить амплитуды, частоты и формы вынужденных колебаний, частоты собственных колебаний, а также повреждения, вызываемые вибрацией. Результатами воздействия вибраций могут быть повышенные и неравномерные осадки фундаментов и трещины в надземных конструкциях, большие смещения конструкций и оборудования, выпадение стекол, отслоение штукатурки, нарушение связей и соединений, отрыв закладных деталей и т. д.

4. ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

При обследовании конструкций необходимо выявить возможные отклонения от проекта при изготовлении и монтаже конструкций. Не исключено, что конструкции имели начальные напряжения еще до загрузки их нагрузкой. Например, монтаж многопролетных балок, плит, пространственных конструкций на опоры с разными отметками изменяет их напряженно-деформированное состояние. При усилении эксплуатируемых конструкций часто применяют приемы по регулированию усилий, используют затяжки, шпренгеля, тязи, распорные элементы, т. е. применяют приемы предварительного напряжения конструкций. Поскольку эта тема мало знакома студентам, в этой главе сделана попытка напомнить основы создания преднапряжения при изготовлении новых и усилении эксплуатируемых конструкций. При этом большего эффекта от преднапряжения можно добиться при усилении конструкций, находящихся под нагрузкой, изменяя их напряженное состояние в больших диапазонах. Крайние волокна сечения нагруженных элементов можно разгрузить до нуля, а затем загрузить до напряжений обратного знака равных расчетному сопротивлению. В новых конструкциях такого эффекта достичь нельзя. Однако нужно помнить, что на предварительное напряжение конструкций затрачивается дополнительная энергия, требуется контроль величин натяжения затяжек, более качественное выполнение и повышенная трудоемкость изготовления. Все это нужно учитывать при сравнении вариантов усиления конструкций.

Предварительно напряженными называются конструкции, в которых напряжения от расчетной нагрузки складываются с дополнительными напряжениями, искусственно созданными различными способами в период изготовления, монтажа или эксплуатации конструкции. В отличие от обычных, где напряжения возникают только от расчетной нагрузки, в сечениях предварительно напряженных конструкций принудительно создаются новые напряжения либо до работы конструкции, либо в период ее работы под

нагрузкой. При этом напряжения в наиболее нагруженных сечениях имеют еще всего другой знак, чем от нагрузки.

4.1. Цели предварительного напряжения

Для каких целей создается предварительное напряжение конструкций?

Таковыми целями могут быть:

1. Создание эффективной по расходу материала конструкции.
2. Использование высокопрочной стали, применение которой в обычной конструкции не рационально, т. к. механические свойства ее используются не полностью, а стоимость несколько выше обычной стали.
3. Применение работающих только на растяжение мембран (тонких листов), тросов, канатов и других гибких элементов в конструкциях, воспринимающих также и сжимающие усилия.
4. Уменьшение деформативности (прогибов, колебаний, трещин) конструкций.
5. Расширение области применения прокатных профилей за счет снижения максимальных расчетных усилий.
6. Увеличение несущей способности и жесткости эксплуатируемой конструкции при ее усилении.

Можно ли считать, что предварительно напряженные конструкции более прочные, чем обычные?

Нет, если они рассчитаны (запроектированы) на одну и ту же расчетную нагрузку. Например, плиты и балки перекрытий могут быть с предварительным и без, однако их несущая способность одинакова. При этом армирование разное, в предварительно напряженных конструкциях сечение высокопрочной арматуры меньше.

Да, если обычная конструкция получает дополнительное напряжение.

Достижение указанных выше целей обеспечивает преимущества предварительно напряженных конструкций по сравнению с обычными. Но, нужно помнить, что для создания предварительного напряжения необходимо выполнить ряд приемов, требующих дополнительных затрат и устройств, более высокой ответственности исполнителей и контроля за создаваемыми усилиями преднапряжения.

В то же время после глубокого изучения этой проблемы можно сделать вывод, что все негочности изготовления, монтажа обычных конструкций могут стать причинами возникновения дополнительных напряжений, неучтенных расчетом, что в одних случаях повышает, а в других — понижает несущую способность конструкций. Таким образом, не намеренно создаются предварительно напряженные конструкции в период изготовления или монтажа, что отражается на их несущей способности.

4.2. Работа предварительно напряженных конструкций

Область применения предварительного напряжения обширна. Практически все конструкции: плиты, балки, фермы, арки, рамы и пространственные конструкции, как новые, так и эксплуатируемые, могут быть предварительно напряженными. Ряд же конструкций, например из гибких элементов, без предварительного напряжения не могут существовать, т. к. не могут воспринимать даже незначительных сжимающих напряжений. Это тросовые фермы, мембранные большепролетные покрытия и т. д. [66].

Самый крупный в Европе зал на 45 тысяч зрителей в крытом стадионе спорткомплекса «Олимпийский» на проспекте Мира в Москве. Здание имеет эллиптическую форму плана с размерами по главным осям 224x183 м. Покрытие выполнено в виде мембранной висячей оболочки со стрелой провисания 12,5 м из нержавеющей листа (сталь 14Г2) толщиной 5 мм, совмещающего несущие и ограждающие функции. Мембрана крепилась с натяжением высокопрочными болтами к провисающим радиальным фермам высотой 2,5 м и к опорному кольцу из монолитного железобетона в стальной опалубке сечением 5x1,75 м. Работая совместно с радиальными фермами мембрана воспринимает все вертикальные (350—500 кг/м²) и ветровую неравновесную нагрузки. При этом общий расход металла на покрытие небольшой — 107 кг/м² (благодаря применению тонких гибких листов и преднапряжения).

Проанализируем работу предварительно напряженных конструкций на следующих примерах:

1. Тросовая ферма.

Она состоит из поясов и раскосов, выполненных из тросов. От эксплуатационной нагрузки во всех элементах фермы возникают осевые усилия: сжатия или растяжения. Пусть в верхнем поясе элемент А—В воспринимает от нагрузки усилие сжатия величиной $N = 2500$ кН. Как воспринять это усилие гибкому тросу?

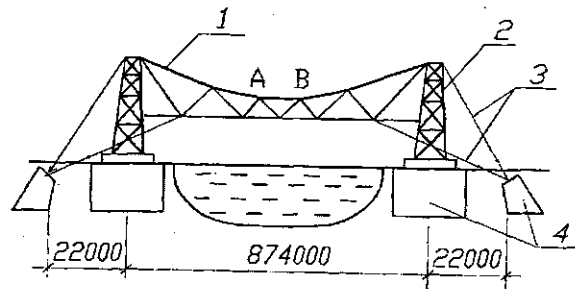


Рис. 4.1. Висячий мост через реку Волга при строительстве Волжской ГЭС: 1 — ферма; 2 — опора; 3 — оттяжки; 4 — фундаменты

Вероятно, этот элемент еще до воздействия эксплуатационной нагрузки должен быть растянут силой, превышающей расчетное усилие, например $N_0 = 3000$ кН. Этого можно достичь преднапряжением фермы — натяжением оттяжек 3 на анкерные фундаменты 4. Тогда при работе фермы на эксплуатационную нагрузку суммарные усилия в элементе А—В будут равны $\Sigma N = 3000 - 2500 = 500$ кН. Элемент остается растянутым, следовательно, не может потерять устойчивость. Аналогичные фермы пролетом 874 м были возведены в мостовом переходе через реку Волга во время строительства Волжской ГЭС (рис. 4.1).

2. Балка с затяжкой (рис. 4.2).

При натяжении затяжки силой N'_3 в балке, как от внешней силы, приложенной с эксцентриситетом e относительно оси, проходящей через центр тяжести сечения балки, возникают нормальные напряжения от момента выгиба $M_3 = N'_3 e$ и сжимающей силы $N_0 = N'_3$. Величины их соответственно для верхних и нижних волокон балки равны:

$$\sigma_{в(н)} = -N'_3 / A_0 \pm M_3 / W_{в(н)} \leq R,$$

где A_0 — площадь сечения балки; W_v и W_n — соответственно моменты сопротивления сечения для верхних и нижних волокон балки.

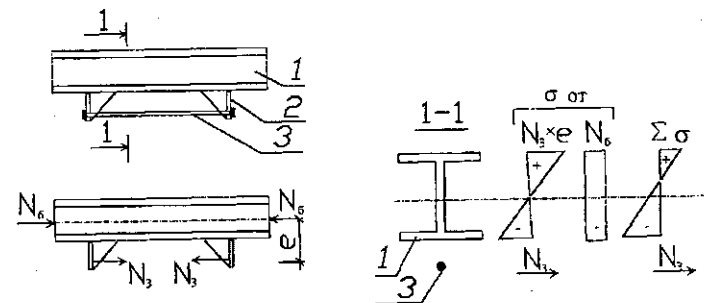


Рис. 4.2. Предварительное напряжение балки затяжкой: 1 — балка; 2 — упор; 3 — затяжка

Как видно, кроме выгиба, балка дополнительно обжимается по всему сечению, чего при таких схемах балок избежать не удастся. Положительный эффект частично погашается, однако в балке остаются напряжения, обратные по знаку напряжениям от эксплуатационной нагрузки. В дальнейшем от эксплуатационной нагрузки балка с затяжкой работает как однажды статически неопределимая система, в результате в затяжке появляются дополнительные усилия растяжения N'_3 , которые получили название *усилий самонапряжения*. От них все сечение балки получит аналогич-

ные дополнительные напряжения и основные напряжения от нагрузки. Таким образом, суммарные напряжения в балке от сил преднапряжения, самонапряжения и эксплуатационной нагрузки равны:

$$\sigma_{в(и)} = -(N'_3 + N''_3) / A_6 + (M'_3 + M''_3) / W_{в(и)} \pm M_в / W_{в(и)} < R,$$

где $M_в$, M'_3 и M''_3 — изгибающие моменты, соответственно от внешней нагрузки, сил преднапряжения и самонапряжения в затяжке.

Суммарные напряжения не должны превышать расчетного сопротивления материала балки R . Поскольку напряжения от преднапряжения в балке имеют другой знак, чем от нагрузки, то абсолютная величина напряжений от нагрузки может быть значительно больше R . Таким образом, балка с затяжкой имеет большую несущую способность, чем без затяжки. При одной и той же нагрузке предварительно напряженная балка с затяжкой по расходу металла экономичнее обычной балки за счет применения затяжки из высокопрочной стали. Аналогичный эффект получается и в предварительно напряженных железобетонных конструкциях, где вместо обычной вводят предварительно растянутую высокопрочную арматуру, которую в обычных конструкциях применять нерационально, так как в бетоне возникают трещины раньше, чем в арматуре напряжения близкие к расчетному сопротивлению.

3. *Двухпролетная неразрезная балка* (рис. 4.3). Регулированием уровнями опор (осадками опор) можно изменять состояние балки по ее длине. Рассмотрим этот прием на примере.

Пример 1. Пусть балка пролетами l проектируется постоянного сечения, т. е. из одного профиля (рис. 4.3, а). Максимальный расчетный момент в двухпролетной балке от равномерной нагрузки над средней опорой составит $M_1 = 0,125ql^2$, в то время как в пролетах моменты не более $M_2 \leq 0,07ql^2$ (рис. 4.3, б). Можно ли снизить максимальное значение момента и выровнять пролетные с опорным? Пусть средняя опора ниже крайних на величину Δ . Тогда двухпролетная балка превращается в однопролетную (рис. 4.3, в, г) с удвоенным пролетом $2l$, пока ее прогиб от части нагрузки q_1 в середине (над средней опорой) не достигнет величины Δ . Только после этого на оставшуюся нагрузку q_2 балка будет работать как двухпролетная (рис. 4.3, д, е). Суммарные моменты в сечениях балки уже будут другими: меньше над средней опорой и больше в пролетах. Проектируя балку уже на уменьшенное значение максимального момента, получают экономию металла. Покажем это на примере.

Пусть пролеты балки $l = 6$ м, нагрузка $q = 120$ кН/м. Запроектируем металлическую двутавровую балку из стали ВСт. Зпсб с $R = 2300$ кг/см² и $E = 2,1 \times 10^6$ кг/см².

В обычной двухпролетной балке максимальный момент на опоре (рис. 4.3, а, б):

$$M_1 = -0,125ql^2 = -0,125 \times 120 \times 6^2 = -540 \text{ кНм};$$

Максимальный момент в пролете:

$$M_2 = 0,07ql^2 = 0,07 \times 120 \times 6^2 = 302,4 \text{ кНм}.$$

За расчетный принимаем наибольший из них — $M_{max} = 540$ кНм и подбираем на него сечение балки:

$$W_{np} = M_{max} / R = 540000 / 2300 = 2348 \text{ см}^3.$$

По сортаменту (ГОСТ 26020—83) принимаем I 60 Б1 с геометрическими характеристиками $J_x = 75760$ см⁴, $W_x = 2656$ см³. При этом масса балки составит 1274 кг.

Решим эту задачу, введя регулирование моментов с помощью осадки средней опоры на величину Δ . Определим значение этой осадки, исходя из выравнивания опорного и пролетных моментов. Разложим нагрузку q на две: q_1 — воспринимаемую балкой по однопролетной схеме и q_2 — воспринимаемую балкой уже при работе по двухпролетной схеме (рис. 4.3, в, г, д, е). При возникновении в двухпролетной балке максимального момента $M_6 = 0,07q_2l^2$ на расстоянии $0,4l$ от крайней опоры момент в этом же сечении в однопролетной балке с удвоенным пролетом будет $M_4 = 0,32q_1(2l)^2$. Над опорой соответственно $M_5 = 0,125q_1l^2$ и $M_3 = 0,125q_2(2l)^2$. Суммарные моменты будут равны суммам пар этих моментов. Приравняв эти суммы, получим значения:

$$M_3 + M_5 = M_4 + M_6,$$

$$(0,125q_1 + 0,125q_2)(2l)^2 = 0,32q_1l^2 + 0,07q_2l^2,$$

после преобразований и подстановки:

$$q_1 = q - q_2$$

получаем:

$$q_1 = 0,063q \text{ и } q_2 = 0,937q.$$

При этом суммарные моменты на опоре и в пролете равны 369,8 кНм (рис. 4.3, и). Подбираем сечение балки на этот расчетный момент:

$$W = 3698000 / 2300 = 1608 \text{ см}^3.$$

По сортаменту находим:

$$I \text{ 50Б2 с } J_x = 42390 \text{ см}^4 \text{ и } W_x = 1709 \text{ см}^3.$$

Прогиб однопролетной балки, соответствующий осадке средней опоры:

$$f = 5ql^4 / 384 EJ = 5 \times 7,56 \times 1200^4 / 384 \times 2,1 \times 10^6 \times 42390 = 2,29 \text{ см}.$$

Таким образом, если балку запроектировать из I 50Б2, среднюю опору сделать ниже на 2,29 см, то ее расчетный момент будет снижен на

$$[(540 - 369,8) / 540] \times 100 \% = 32 \%.$$

Масса балки будет также значительно меньше.

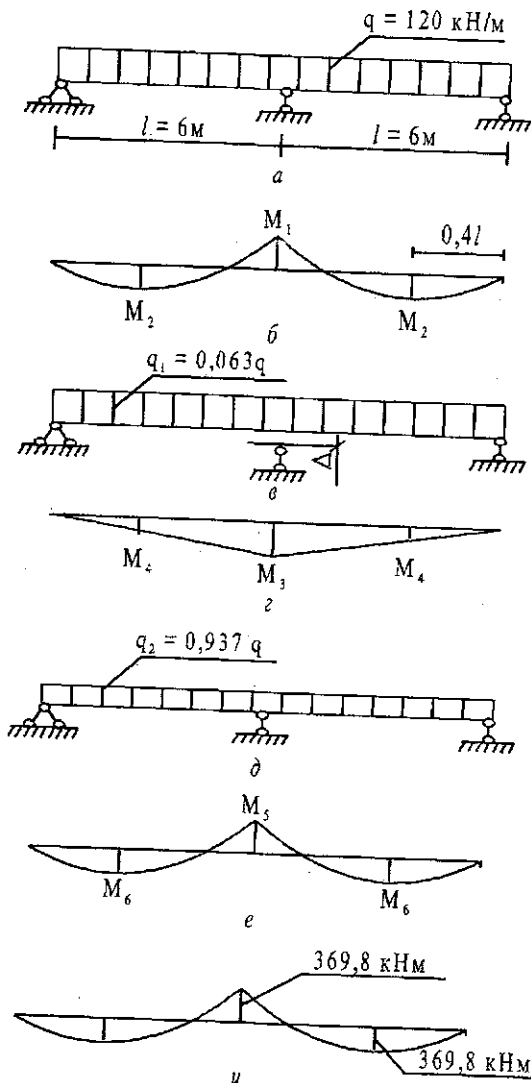


Рис. 4.3. Регулирование усилий в неразрезной балке осадками опор:
а, в, д — расчетные схемы балки соответственно при опирании на три опоры, две и одну; б, г,
е, з — эпюры моментов в балке соответственно от нагрузок q , q_1 , q_2 и суммарные q_1 и q_2

Пример 2. Если предполагается запроектировать балку переменного сечения, то целесообразно наоборот увеличить опорный момент над средней опорой за счет уменьшения пролетных моментов при поднятии средней опоры на величину Δ_1 . Методику проектирования можно предложить следующую: задать минимально возможное сечение балки по конструктивным соображениям, определить ее несущую способность, затем найти величину Δ_1 и соответствующий опорный момент.

На увеличенный опорный момент подобрать усиленное сечение балки вблизи средней опоры.

Приведенные примеры отражают лишь часть приемов создания предварительно напряженных конструкций. В действительности их много. Попытаемся эти приемы систематизировать.

4.3. Основные способы создания предварительного напряжения конструкций

Существующие в настоящее время способы предварительного напряжения можно разбить на следующие большие группы:

1. Упругое деформирование (растяжением, сжатием, выгибом) отдельных частей конструкций с последующим их соединением в единую конструкцию большей жесткости, чем суммарная жесткость отдельных частей.
2. Введение затяжек из арматуры, канатов или других элементов из высокопрочных сталей. Затяжки располагают над или под конструкцией или в пределах ее конструктивной высоты.
3. Армирование предварительно растянутой проволокой металлических, железобетонных, деревянных и других конструкций, с последующей анкеровкой, замоноличиванием, приклеиванием или завальцовкой.
4. Постановка шпренгелей.
5. Введение распорных систем, в том числе вместе с затяжками.
6. Изменение уровня опор для статически неопределимых систем.
7. Смещение или поворот концов элементов в рамах, арках и других конструкциях.
8. Временное нагружение в процессе монтажа.
9. Притягивание гибких конструктивных элементов (мембран) к более жестким (балкам, фермам, рамам и т. д.).
10. Комбинации вышеуказанных способов для создания большего эффекта.

Идея предварительного напряжения все время развиваются и могут реализовываться указанными или другими способами. Ниже приведены примеры приемов преднапряжения в их развитии.

4.4. Предварительное напряжение выгибом

При изготовлении балок составного сечения можно предварительно до их объединения создавать в отдельных ее частях начальные напряжения. Покажем это на примере составной балки, выполняемой из двух поставленных друг на друга двутавров (рис. 4.4).

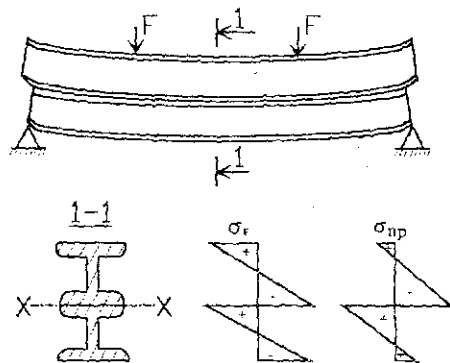


Рис. 4.4. Выгиб составной балки из двух двутавров

Предварительное напряжение выгибом осуществляют следующим способом.

На стенде устанавливают два двутавра друг на друга и опирают нижние по краям. Прикладывают нагрузку выгиба (одну или несколько сил вдоль пролета балки, в зависимости от требуемой эпюры моментов) на верхний двутавр, при этом напряжения в двутаврах, работающих самостоятельно, не должны быть больше расчетного сопротивления материала. Соединяют полки двутавров сваркой или на высокопрочных болтах, т. е. создают единое сечение, балку большей жесткости, чем отдельно работающие двутавры. Освобождают балку от нагрузки выгиба, снимают со стенда и переворачивают. При этом балка получает предварительное напряжение, так как в ее сечениях осталась часть напряжений от предварительного выгиба. Это произошло потому, что жесткость и момент сопротивления сечения составной балки больше, чем отдельных двух двутавров, и балка после снятия сил выгиба не вернулась в исходное состояние, а имеет остаточный выгиб.

Такая предварительно напряженная балка может воспринимать в стадии эксплуатации больший момент, и, следовательно, большую нагрузку. Либо при одной расчетной нагрузке получают балки меньшего сечения, чем без выгиба.

Если проанализировать, за счет чего увеличилась несущая способность балки, то наглядно видно по эпюре напряжений, что вблизи нейтральной оси полки и часть стенок оказались напряжены и, следовательно, они также воспринимают изгибающий момент. Отсюда эффект повышения несущей способности балки.

Эффективность этого способа покажем на примере. Пусть балка пролетом 6 м загружена равномерной нагрузкой $q = 120 \text{ кН/м}$. Запроектируем ее составного сечения из прокатных двутавров, установленных друг на друга и приваренных по нейтральной оси (рис. 4.4). В обычной балке без предварительного напряжения расчетный изгибающий момент в середине балки равен:

$$M = 0,125ql^2 = 0,125 \cdot 120 \cdot 6^2 = 540 \text{ кНм.}$$

Требуемый момент сопротивления сечения двутавров при стали марки ВСт. 3 пс с $R = 2300 \text{ кг/см}^2$ равен:

$$W_x = M / R = 5400000 / 2300 = 2348 \text{ см}^3.$$

Принимаем сечение балки из двух двутавров № 40 с $J_x = 18930 \text{ см}^4$, $A = 71,4 \text{ см}^2$ и приведенными характеристиками:

$$\Sigma J_x = 2 \times 18930 + 2 \times 71,4 \times 20^2 = 94980 \text{ см}^4,$$

$$W_x = 94980 / 40 = 2374 > 2348 \text{ см}^3.$$

При этом вес балки составит:

$$2 \cdot 6 \cdot 56,1 = 673 \text{ кг.}$$

В предварительно напряженной выгибом балке сечение двутавров можно принять меньше, например из двух двутавров № 36:

$$J_x = 13380 \text{ см}^4, W_x = 743 \text{ см}^3, A = 61,9 \text{ см}^2.$$

Определим несущую способность одного двутавра № 36:

$$M = W_x \cdot R = 743 \times 2300 = 1708900 \text{ кгсм} = 171 \text{ кНм}$$

При постановке двутавров друг на друга без сварки они могут воспринять:

$$2M = 2 \cdot 171 = 342 \text{ кНм.}$$

Пусть это усилие у них возникло после выгиба двумя силами F . Соединив сваркой оба двутавра, получим жесткое сечение с характеристиками:

$$\Sigma J_x = 2 \cdot 13380 + 2 \times 61,9 \cdot 18^2 = 718232 \text{ см}^4,$$

$$W_x = 718232 / 18 = 1995 \text{ см}^3.$$

Если снять с балки момент выгиба $M = 342 \text{ кНм}$, то в балке останутся крайние напряжения:

$$\Delta\sigma = R - M / W_x = 2300 - 3420000 / 1995 = 587 \text{ кг/см}^2.$$

При этом знак напряжений обратный напряжениям от эксплуатационной нагрузки. Следовательно, несущая способность преднапряжений выгибом балки будет равна:

$$M = W(R + \Delta\sigma) = 1995(2300 + 587) = 5700000 \text{ кгсм} = 570 \text{ кНм.}$$

Этот момент больше, чем от эксплуатационной нагрузки ($M = 540 \text{ кНм}$).

Экономия металла при замене двух I 40 на I 36 составит:

$$[(2 \cdot 56,1 - 48,6 \cdot 6) / 2 \cdot 56,1] \cdot 100\% = 13,4\%.$$

Рассмотрим использование этого приема предварительного выгиба для балки двутаврового сечения. Как можно повысить ее несущую способность? Двутавровую балку устанавливают на опоры стенда по краям и загружают силами выгиба, приложенными одновременно на верхнюю и нижнюю полки (рис. 4.5). Одновременно по нейтральной оси прогревают металл стенки до пластического состояния. При этом он теряет несущую способность и не воспринимает усилий сдвига по нейтральной оси [72]. В связи с этим в сечениях балки с зонами прогрева работает уже не двутавровое сечение, а как бы два тавровых. Тавры от нагрузки самостоятельно изгибаются и в них напряжения достигают расчетного сопротивления.

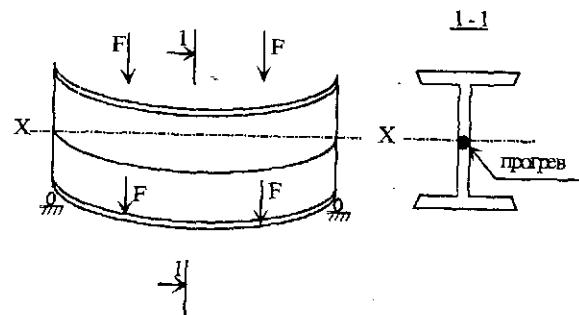


Рис. 4.5. Выгиб двутавровой балки

После выгиба тавров дают возможность металлу остыть, балка вновь работает как двутавровая. Затем силы выгиба убирают, и в балке остаются напряжения обратные по знаку тем, что будут в стадии эксплуатации.

Еще больше повысить несущую способность этого сечения можно усилением стенки балки с обеих сторон от нейтральной оси инвентарными элементами, например, парными уголками, а разогрев осуществлять по нейтральной оси балки в щели между полками уголков. Это временное усиление позволяет в период выгиба получить не два тавра, а уже сечение, состоящее из двух двутавров, что, в свою очередь, позволяет увеличить эффект преднапряжения. На уголках можно разместить трубы с водой для охлаждения зоны прогрева после выгиба. В дальнейшем силы выгиба и инвентарные уголки убирают [72].

Предложенные способы предварительного напряжения металлической балки двутаврового профиля позволяют повысить их несущую способность на 20—30 %.

4.5. Предварительное напряжение с помощью распорных устройств

Как было отмечено, применяя затяжки и шпренгели, можно от сил преднапряжения получить в балках разгружающие моменты, но при этом

сечения балок дополнительно обжимаются, что является побочным отрицательным фактором. Этого можно избежать, если вводить вблизи верхнего пояса балок жесткие распорные элементы.

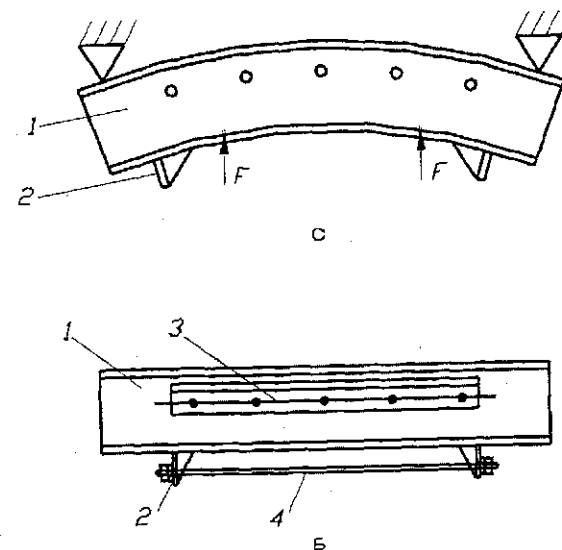


Рис. 4.6. Предварительное напряжение балки выгибом с постановкой затяжек и жестких элементов: а — упругое деформирование балки силами F ; б — балка после установки сжатых элементов, затяжки и снятия сил выгиба; 1 — балка; 2 — упоры; 3 — жесткий элемент; 4 — затяжка

Действительно, если балку деформировать выгибом вверх (рис. 4.6), затем присоединить к нижним упорам балки затяжку, а в верхней части сечения — жесткий элемент, например, из двух уголков на высокопрочных болтах, то при снятии сил выгиба балка остается предварительнонапряженной, затяжка — растянутой, а жесткие элементы — сжатыми. Усилия в затяжке и распорном элементе создают пару сил, выгибающую балку вверх, что гораздо эффективней, чем при постановке одной затяжки. Кроме того, в средней части балки значительно уменьшаются сжимающие напряжения.

Другой пример: на рис. 4.7 представлена схема балки со шпренгелем, стойка которого упирается верхним концом в распорный элемент. Передаваемая реакция через стойку на вершину распорного элемента вызывает растяжение верхней полки балки. Затяжка обжимает нижнюю часть балки, а распорный элемент растягивает верхнюю часть, что способствует повышению эффективности предварительного напряжения [79].

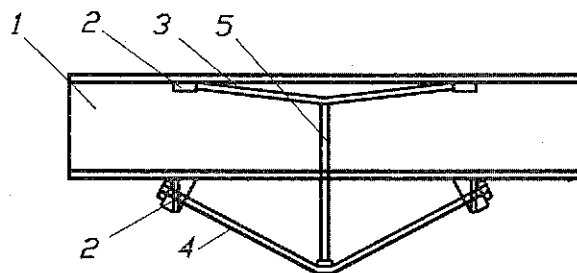


Рис. 4.7. Шпренгельная балка с растянутой верхней полкой в период преднапряжения: 1 — балка; 2 — упоры; 3 — жесткий элемент; 4 — затяжка; 5 — стойка шпренгеля

Известно, что в балках двутаврового и коробчатого сечений толщина стенок зависит от высоты балок и величин поперечных сил, создающих максимальные касательные напряжения у опор. Большая толщина стенки вызывает увеличение массы балки. Как снизить касательные напряжения в зонах опорных сечений балок?

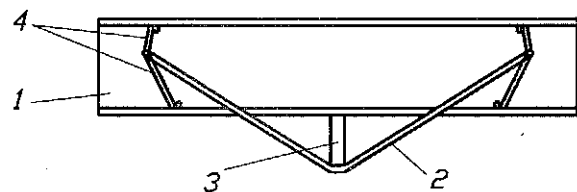


Рис. 4.8. Шпренгельная балка с растянутой стенкой у опор: 1 — балка; 2 — затяжка; 3 — стойка шпренгеля; 4 — двухзвеньевой распорный элемент

На рис. 4.8 изображена шпренгельная балка с распорными элементами вблизи опорных сечений. Концы затяжек шпренгелей закреплены в вершины распорных устройств, выполненных из жестких элементов. При натяжении затяжек распрямляются двухзвеньевые распорные элементы, растягивая опорные зоны стенки балки. В итоге уменьшается толщина стенки балки.

Распорные устройства могут принадлежать оголовкам колонн. Нами предложен способ преднапряжения балки [80] заключающийся в использовании арочного распорного элемента, прикрепленного к оголовку колонны и контактирующего с упорами балки (рис. 4.9). При натяжении болтов тарировочными ключами опорные ребра балок загружают распорный элемент, который, распрямляясь, передает горизонтальные силы на упоры балок, выгибая их вверх. Таким образом, вместе с монтажом балок осуществляется их предварительное напряжение.

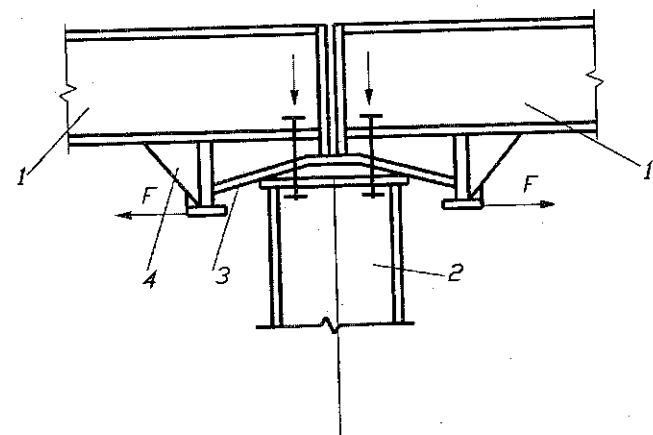


Рис. 4.9. Узел опирания балок на колонны: 1 — балка; 2 — колонна; 3 — арочный элемент; 4 — упоры балки

4.6. Деформирование отдельных элементов сечения двутавровых балок

Авторами работы [70] проанализированы восемь вариантов предварительного напряжения составных двутавровых балок, осуществляемого растяжением или сжатием полков, растяжением или выгибом стенок балок перед их соединением в единое сечение. Проведено сопоставление приведенных затрат для балок пролетами 6, 12, 18 и 24 и при действии равномерной погонной нагрузки от 5 до 70 кН/м. Вертикальный относительный прогиб и величина выгиба при преднапряжении принимались не более 1/250 пролета. По результатам исследования авторами сделаны следующие выводы:

1. Наиболее эффективным является сжатие верхней и растяжение нижней полков перед их присоединением к стенке (рис. 4.10).

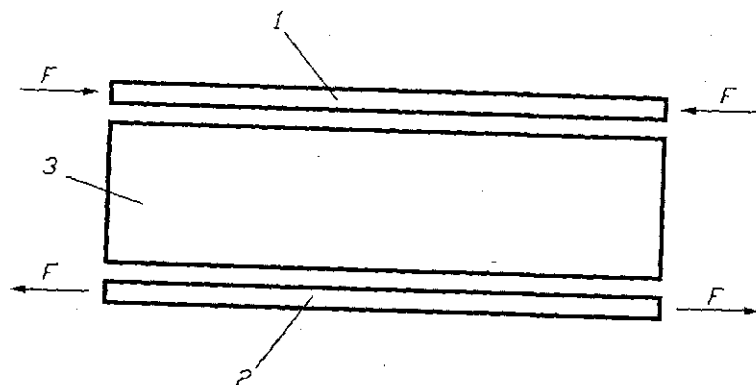


Рис. 4.10. Упругое деформирование полок сварного двутавра перед сваркой: 1 — верхняя полка; 2 — нижняя полка; 3 — стенка двутавра

2. Близким по эффективности является выгиб стенки в направлении, обратном прогибу, и последующее присоединение полки.

3. Более технологичен способ, при котором к растянутой стенке прикрепляют верхнюю полку, а затем, после снятия усилий напряжения в стенке, присоединяют растянутый нижний пояс.

4. В других способах эффект получается меньше.

Следует добавить, что указанные способы предварительного напряжения применимы только при возможности качественного выполнения и высоком технологическом обеспечении в заводских условиях.

4.7. Подведение шпренгелей к несущим конструкциям

При подведении шпренгелей можно использовать существующие способы натяжения затяжек, а в ряде случаев предложенные нами более простые [81]. Если выполнить стойки шпренгеля, которые могут в некотором диапазоне свободно перемещаться по вертикали, то при загрузке их верхних концов полезной нагрузкой (плитами, прогонами с настилом) они, опускаясь, растягивают затяжку и создают в конструкции предварительное напряжение (рис. 4.11). Это предложение использовано институтом «ЦНИИПромзданий» для разработки типовых быстромонтируемых металлодеревянных балок пролетами 18, 24, 30 и 36 м. После монтажа балок или ферм на подвижные стойки шпренгелей опирают утепленные плиты настила. Конструкции становятся предварительно-напряженными.

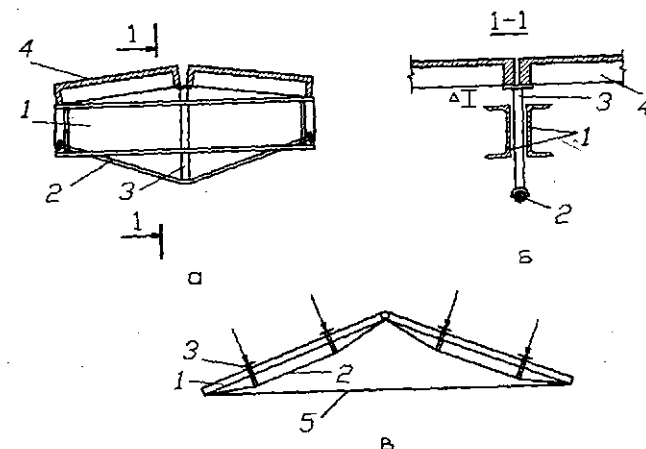


Рис. 4.11. Предварительное напряжение шпренгельных конструкций загрузкой подвижных стоек шпренгеля: а — шпренгельная балка в период загрузки; б — сечение 1—1 балки; в — арочные треугольные фермы с поясами из шпренгельных балок; 1 — балка; 2 — затяжка балок; 3 — подвижная стойка шпренгеля; 4 — настил покрытия; 5 — нижний пояс арочной фермы

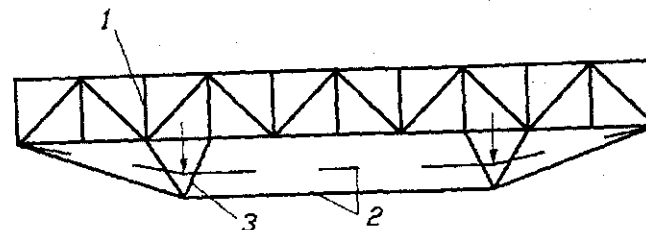


Рис. 4.12. Предварительное напряжение пространственной стержневой конструкции с пирамидальными стойками шпренгеля за счет оттяжки вниз к вершинам пирамид затяжки: 1 — пространственная конструкция; 2 — затяжка; 3 — пирамидальная стойка шпренгеля

Для большепролетных пространственных конструкций целесообразно выполнять стойку шпренгеля пространственной, например, пирамидальной со спаренными элементами, между которыми располагают свободно провисающую затяжку (рис. 4.12). Натяжное устройство, например, домкрат, упирают в вершину этой стойки и захватными хомутами притягивают затяжку к вершине с фиксацией положения [74]. Поперечное оттягивание затяжки требует на порядок меньше усилия домкрата, чем натяжение вдоль затяжки. Этот способ применим и для обычных конструкций, но для пространственных он более эффективен, так как достаточно нескольких шпренгелей на всю конструкцию. При этом усилия в шпренгелях концен-

трируются и эффект преднапряжения от применения высокопрочного материала затяжек только в нескольких элементах более ощутимый.

4.8. Упругое деформирование ригелей и стоек рам

В рамных конструкциях рационально регулировать усилия в элементах в процессе возведения за счет свободного или принудительного деформирования ригелей или стоек рам. Например, после установки в фундаментах стоек рам оставляют запланированный клиновой зазор между нижней полкой ригеля и опорными плитами оголовков стоек [82]. Временно закрепляют ригель к стойкам шарнирно. Затем загружают ригель панелями покрытия или прогонами с настилом. От этой нагрузки ригель, работая, как однопролетная балка, прогибается и на концах замыкает клиновой зазор. После этого концы ригеля жестко прикрепляют к стойке и в дальнейшем получают жесткую раму, в которой от нагрузки возникают моменты в узлах прикрепления ригеля со стойками. Эти моменты складываются с полученными в ригеле ранее. В результате получают оптимальное распределение усилий по длине элементов рамы и, как результат, меньшее сечение ригеля и стойки (рис. 4.13).

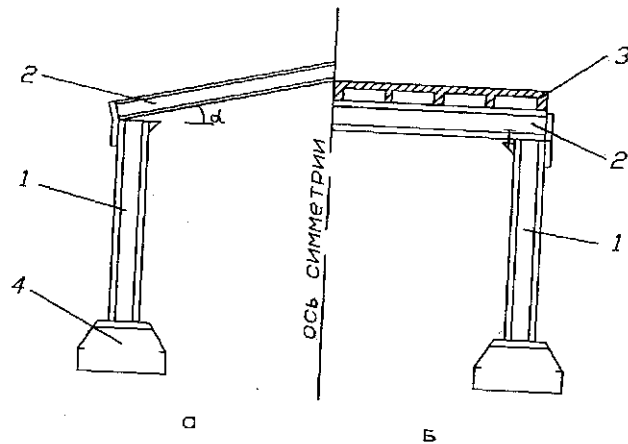


Рис. 4.13. Предварительное напряжение рамы от загрузки настилом покрытия: а — рама в период монтажа, ригель опирается под углом α ; б — рама после загрузки настилом, замыкание клинового зазора и окончательное закрепление ригеля к стойке рамы: 1 — стойка; 2 — ригель; 3 — плита; 4 — фундамент

Регулировать усилия в раме можно принудительным смещением концов стоек, заделываемых в фундамент [83]. Выполняют концы стоек рам

со скосом, наклон которого соответствует наклону грани стакана фундамента. Рамы собирают на монтажной площадке, поднимают и устанавливают на фундаменты с частичным заведением концов стоек в стаканы. Затем с помощью инвентарных хомутов оттягивают концы стоек по горизонтали и опускают стойки на всю глубину стаканов фундаментов. В дальнейшем вызванное деформированием концов стоек напряженное состояние в раме складывается с напряжениями от расчетной нагрузки. Если рамы металлические, то присоединяют снизу к опорным плитам баз колонн клиновые призмы и при монтаже притягивают стойки к фундаментам анкерными болтами, с заведением клиновой призмы в стакан фундамента. Отверстия под болты в плите выполняют эллиптическими для обеспечения перемещения стоек по горизонтали.

4.9. Введение затяжек в несущие конструкции

Введение затяжек в несущие конструкции позволяет снизить расход металла в новых конструкциях и значительно повысить несущую способность эксплуатируемых конструкций, в том числе и за счет возможности предварительной разгрузки конструкции при натяжении затяжек. Традиционные способы осуществления натяжения затяжек — это растяжение их домкратами с помощью гаек или электронагревом. При этом затяжки упруго удлиняются, а затем их закрепляют к упорам конструкции. Указанные способы отличаются повышенной трудоемкостью и в ряде случаев при больших усилиях в затяжках их сложно выполнять.

Нами предложены более простые способы преднапряжения конструкций. При изготовлении двух и более предварительно-напряженных конструкций целесообразно напрягать их одновременно [84, 85, 86]. Для этого несущие конструкции с упорами для закрепления затяжек располагают вплотную с шарнирным закреплением концов по линии одна за другой, при этом хотя бы две из них устанавливают под расчетным углом (рис. 4.14).

Все затяжки отдельных конструкций временно соединяют в единую, а концы ее крепят к крайним упорам соединенных конструкций. На установленные под углом конструкции или вершину образованного угла прикладывают нагрузку, величина которой достаточна для опускания до горизонтального положения поставленных под углом конструкций. Устанавливают клинообразные прокладки между упорами всех конструкций и анкерными устройствами отдельных затяжек с тем, чтобы при разъединении составной затяжки на отдельные потери преднапряжения были минимальными. Затем разъединяют составную затяжку и конструкции. Этот способ одновременного получения ряда преднапряженных конструкций, как видно, прост и применим как для плоскостных конструкций, так и для пространственных. Этим способом можно преднапрягать также шпренгельные конструкции.

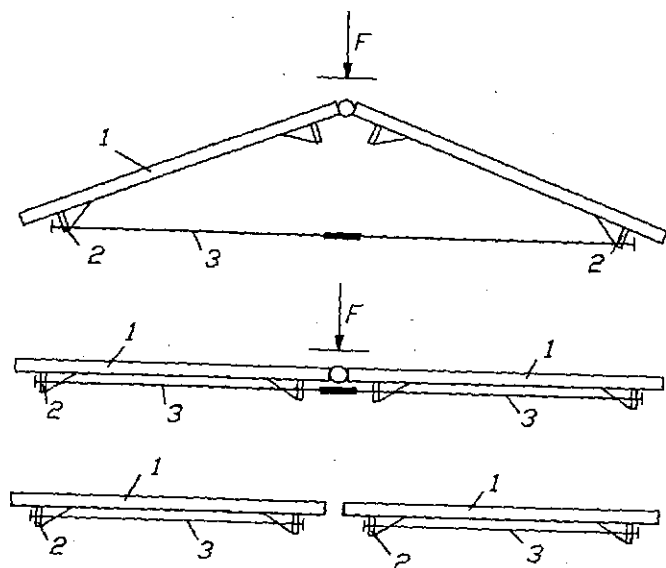


Рис. 4.14. Одновременное предварительное напряжение нескольких конструкций: а — шарнирное соединение двух конструкций под расчетным углом и установка составной затяжки; б — горизонтальное положение конструкций после приложения силы F ; в — преднапряженные конструкции после разъединения: несущая конструкция (балка, плита, ферма); 2 — упоры; 3 — затяжка; 4 — соединительная муфта; 5 — шарнирное устройство

Поперечное оттягивание затяжек при монтаже балок создает новый способ предварительного напряжения [87]. Для этого нами предложено использовать выступающие ребра оголовков колонн (рис. 4.15). При монтаже балку с незатянутой затяжкой опирают на ребра оголовка колонн и притягивают болтами к колонне. Ребра оголовков колонн выгибают затяжку вверх и растягивают ее, преднапрягая всю конструкцию. При парных затяжках можно увеличить эффект предварительного напряжения, сделав на ребрах оголовка трапециевидный вырез. В этом случае затяжки перемещаются вверх и по горизонтали друг к другу. Требуется меньшая высота ребер для достижения одинаковых усилий растяжения затяжки.

Целесообразно также применять инвентарные затяжки, которые создают усилия предварительного напряжения в отдельных частях конструкции, а после соединения всех этих частей и монтажа конструкции эти затяжки снимают. Здесь затяжки играют роль временной нагрузки [88]. Рассмотрим способ возведения каркасного здания, основным элементом которого является поперечная рама, состоящая из Г-образных стоек и ригеля (рис. 4.16).

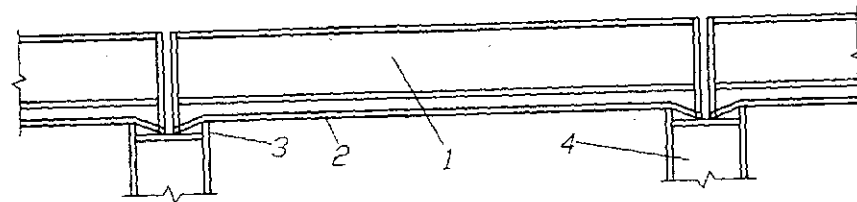


Рис. 4.15. Предварительное напряжение балок растяжением затяжек оголовками колонн: 1 — балка; 2 — затяжка; 3 — ребро оголовка колонны; 4 — колонна

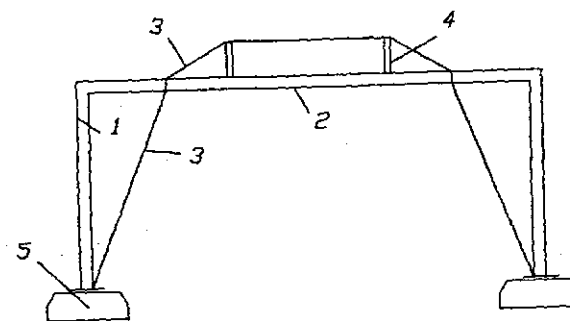


Рис. 4.16. Предварительное напряжение рам съемными инвентарными затяжками: 1 — Г-образная стойка рам; 2 — ригель рамы; 3 — инвентарная затяжка; 4 — стойка шпренгеля; 5 — фундамент

На заводе-изготовителе или на стройплощадке перед монтажом стойки и ригель преднапрягают с помощью инвентарных затяжек, затем соединяют и крепят к фундаментам. После установки раскрепляющих раму элементов (прогонов, связей, настила) инвентарные затяжки убирают. Снятие затяжек эквивалентно приложению к раме усилий обратного знака. По длине элементов рамы усилия перераспределяются и становятся заранее запланированными со значительным снижением их максимальных значений.

Приведенные примеры наглядно показывают, что полное использование прочностных свойств металла по всему сечению элементов конструкции и большей части их длины способствует снижению расхода материала. Предварительное напряжение эффективно, как в новых конструкциях, так и при усилении эксплуатируемых конструкций. Этот вопрос подробно будет рассмотрен в следующей главе.

5. УСИЛЕНИЕ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

5.1. Факторы, вызывающие необходимость усиления конструкций

Под усилением строительных конструкций подразумеваются мероприятия, способствующие повышению несущей способности, жесткости, трещиностойкости и других физических качеств строительной конструкции. Необходимость усиления строительных конструкций вызывают следующие основные факторы:

- 1) надстройка и пристройка зданий; изменение габаритов помещений, пролетов, высот, шага колонн; устройство больших проемов и т. д.;
- 2) потеря эксплуатационных свойств конструкций вследствие физического износа при значительных сроках эксплуатации, агрессивности среды и других неблагоприятных для работы конструкций условий;
- 3) замена физически и морально устаревших ограждающих конструкций; улучшение гидро-, тепло-, звуко- и других видов изоляции;
- 4) увеличение расчетных нагрузок, вызванное модернизацией технологии или изменением назначения помещений зданий;
- 5) ошибки при проектировании, изготовлении, монтаже и эксплуатации, снизившие несущую способность конструкций;
- 6) изменение расчетной схемы и условий эксплуатации по сравнению с проектными, вызванное большими остаточными деформациями при нагреве, осадках грунтов и т. д.;
- 7) улучшение освещенности, аэрации, снижение уровня шума, вибрации и т. д.;
- 8) выявление неблагоприятных качеств материала эксплуатируемых конструкций;
- 9) особые условия: землетрясения, тайфуны, взрывы и т. д.

При разработке проекта по усилению конструкций сталкиваются с трудностями, которых нет при новом строительстве.

Во-первых, еще недостаточно разработана инструктивно-нормативная литература по усилению конструкций, слабо освещены вопросы расчета, конструирования, технологии выполнения и т. д.

Во-вторых, усиливать приходится конструкции, изготовленные ранее, механические свойства и типоразмеры их могут отличаться от применяемых в период усиления.

В-третьих, следует учитывать стесненность выполнения работ при реконструкции, необходимость как можно меньших остановок основного производства, устройства подстраховочных лесов, согласования графика работ и т. д.

В-четвертых, при выполнении работ необходим специальный набор механизмов, инструментов, приспособлений, особые технологические приемы и т. д.

В-пятых, вопросы обеспечения безопасного ведения работ для строителей и эксплуатационников должны быть четко проработаны.

5.2. Основные способы усиления конструкций

Несмотря на многообразие строительных конструкций, существуют общие для них приемы усиления, которые могут быть применены для различных видов конструкций [20—30, 34—40]. 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, диафрагм 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 колес двух кранов, снижение их грузоподъемности; снятие части тяжелого оборудования; создание разгружающих консолей;
- 4) изменение схемы передачи нагрузки с помощью дополнительных распределительных устройств, в том числе автоматических, при управлении работой конструкции;
- 5) изменение закрепления концов стержней, 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 ферм 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.

Ниже представлены примеры применения различных способов усиления эксплуатируемых конструкций, том числе предложенных нами, как с использованием преднапряжения, так и без преднапряжения.

5.3. Увеличение сечения элементов и их соединений

Все элементы конструкции из любого материала могут быть усилены присоединением дополнительных элементов или наращиванием сварных швов и других видов соединений.

К стержням металлических конструкций (колонн, балок, ферм и др.) при усилении с помощью сварки или болтов (заклепок) дополнительно присоединяют элементы усиления из различных профилей: полос, уголков, швеллеров, двутавров, арматуры и т. д. (рис. 5.1). Аналогично этим схемам было проведено усиление некоторых раскосов ферм пространственного покрытия Центрального рынка в г. Волгограде. Усиление узловых соединений возможно увеличением габаритов фасонок и длины дополнительных

сварных швов. При присоединении новых элементов сечения необходимо предусмотреть такие меры, чтобы конструкция, находящаяся под нагрузкой, не получила от разогрева металла во время сварки дополнительных деформаций или не произошло потери ее несущей способности. Сварку производят при напряжениях в сечениях менее $0,7R$. Осуществляют ее поэтапно, за несколько приемов. Например, приваривают шов длиной 20 мм, затем его охлаждают, снова накладывают шов 20 мм и т. д. В каждом конкретном случае должна быть разработана технология присоединения элементов усиления к существующей конструкции и отражена в технических указаниях на чертежах.

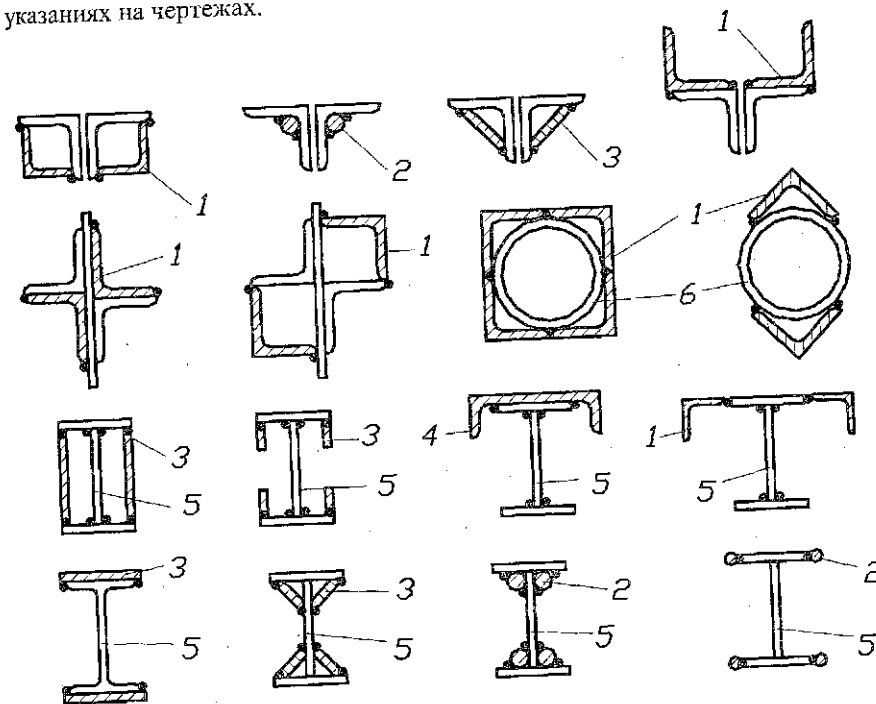


Рис. 5.1. Усиление металлических элементов: 1 — уголок; 2 — арматура; 3 — полоса; 4 — швеллер; 5 — двутавр; 6 — труба

В железобетонных конструкциях этот прием усиления также широко применяется. Балки, колонны и другие конструкции могут быть усилены наращиванием бетона в сжатой зоне и присоединением дополнительной арматуры и защитного слоя бетона в растянутой зоне (рис. 5.2). Перед набетонкой существующие бетонные поверхности очищают и обрабатывают для обеспечения схватывания нового слоя бетона со старым. Армируют

новый слой бетона сеткой, которую прикрепляют дюбелями или анкерами к старому бетону.

После предварительной очистки участков арматуры длиной 50—100 мм с шагом 300—500 мм от защитного слоя бетона к существующей арматуре приваривают через прокладки (из коротышей арматуры) новую арматуру, которую в дальнейшем защищают новым слоем мелкозернистого бетона по сетке.

В пустотелых железобетонных панелях (рис. 5.2, в) можно пробить щели в пустоты и завести туда дополнительно каркасы, забетонировать их с набетонкой по сетке сверху плиты. Таким образом, можно увеличить все сечение железобетонной конструкции — растянутую и сжатую зоны.

В деревянных и пластмассовых конструкциях присоединяют на клею, нагелях (гвоздях, шурупах, болтах и т. д.) элементы усиления в виде досок, пластин, листов фанеры, ДВП и т. д. (рис. 5.3). Часто усиливают деревянные конструкции металлическими профилями: полосами, уголками, швеллерами и т. д. Вклеивают в пропиленные борозды арматуру, иногда, предварительно растянутую.

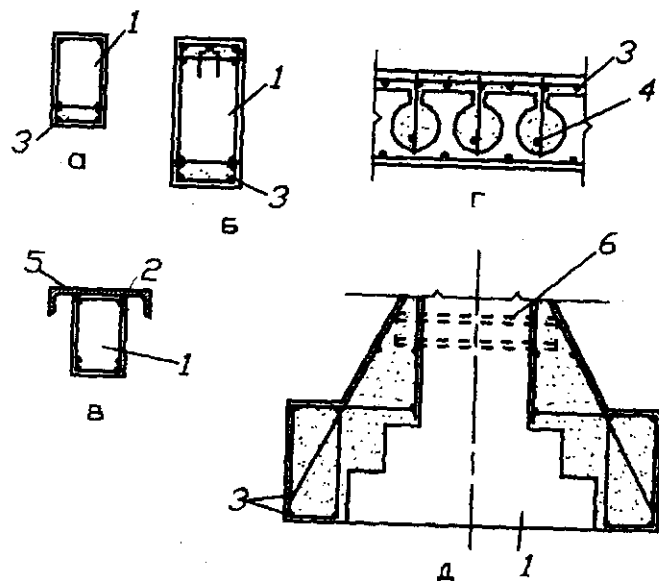


Рис. 5.2. Усиление железобетонных конструкций: а, б, в, д — набетонкой и дополнительным армированием; г — прикреплением швеллера через коротыши; 1 — усиливаемая конструкция; 2 — коротыши из арматуры; 3 — арматура набетонки; 4 — каркас; 5 — швеллер; 6 — траверса

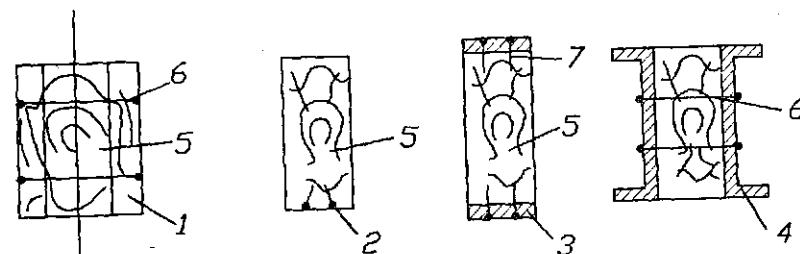


Рис. 5.3. Усиление сечений деревянных элементов: 1 — доска; 2 — арматура; 3 — полоса; 4 — швеллер; 5 — брус; 6 — болт; 7 — нагели

Каменные и бетонные конструкции: стены, столбы, фундаменты наращивают присоединением к ним новых элементов в виде кирпичных пилэстр, дополнительных стен из кирпича, бетона или железобетона (рис. 5.4 а, б).

Например, кирпичная стена одноэтажной части корпуса А Волгоградского инженерно-строительного института усилена с внутренней стороны железобетонной стенкой толщиной 10 см, связанной анкерами со старой стенкой и опирающейся на усиленные фундаменты.

Фундаменты наращивают с нескольких сторон или с частичным подведением под существующие фундаменты. При этом необходимо распределить нагрузку от вышележащих конструкций на дополнительные части фундамента, либо непосредственно от новых стен или стоек на фундаменты, либо через поперечные распределительные траверсы — балки, пропущенные через стены поверх фундаментов (рис. 5.2, д).

Кирпичные и бетонные столбы и простенки можно усиливать обоймой из железобетона или цементного раствора по сеткам, а также из металлических уголков, объединенных планками (рис. 5.4 в, г, д). Металлические уголки могут выполняться изогнутыми и при установке стягиваться поперечными болтами с передачей распора на нижележащие и вышележащие конструкции, что обеспечивает их включение в работу и разгрузку усиливаемых столбов.

Целесообразно элементы усиления выполнять предварительно напряженными инвентарными затяжками, которые после прикрепления элементов усиления снимают с конструкции. В этом случае, снимая затяжки, создают эффект разгрузки усиливаемой конструкции за счет загрузки элементов усиления.

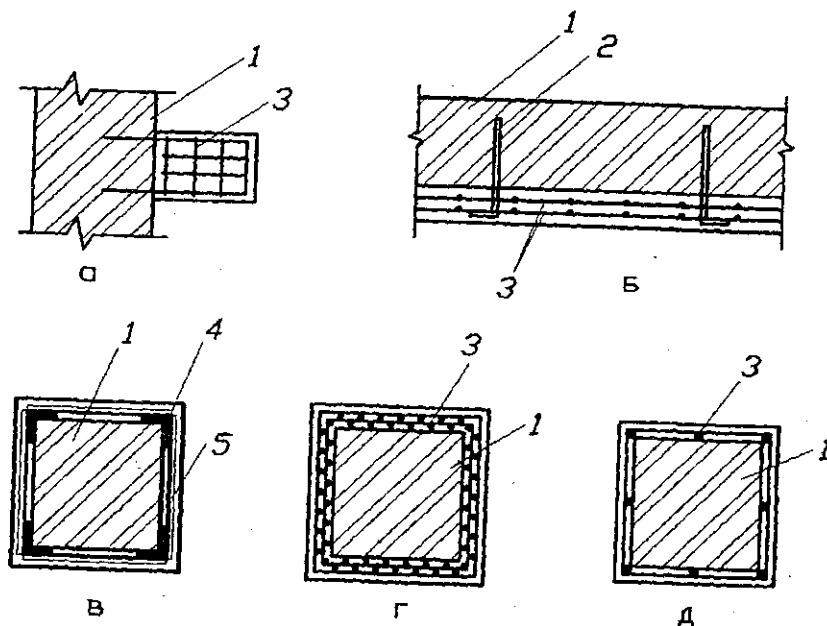


Рис. 5.4. Усиление стен и столбов: а — армированной пилястрой; б — дополнительной железобетонной стенкой; в — обоймой из уголков; г, д — то же соответственно из армоцемента и железобетона; 1 — кирпичная кладка; 2 — анкер; 3 — арматурные сетки; 4 — уголок; 5 — полоса

Необходимо отметить, что все элементы усиления, увеличивая расчетную площадь сечения несущего элемента, повышают также его жесткость и, следовательно, снижают гибкость, что для сжатых и сжато-изогнутых элементов конструкции имеет большое значение. Поэтому, если даже элементы усиления по каким-либо причинам не могут воспринимать непосредственно расчетное усилие или воспринимают только его часть от загрузки дополнительной временной нагрузкой, все равно, снижая гибкость элемента, они повышают его несущую способность. Отсюда вытекает, что иногда можно увеличивать жесткость элемента только в его средней части, например, усиливая сжатые раскосы ферм, не доводя элементы усиления до узлов, если затруднено присоединение их к фасонкам. В этом случае элементы усиления не воспринимают усилий, но снижают гибкость стержней, предохраняя их от потери устойчивости, тем самым, повышая их несущую способность.

5.4. Постановка дублирующих элементов

Дублирующие элементы разгружают несущие и воспринимают всю или часть расчетной нагрузки. Устанавливают их рядом или в промежутке между существующими конструкциями. При этом необходимо предусмотреть мероприятия для включения их в работу. Обычно это достигается установкой дополнительных связей или поддомкрачиванием плит перекрытия с заведением в зазоры между плитами и дублирующими элементами клиновых прокладок, через которые после снятия домкратов передаются нагрузки от перекрытия.

Во Дворце культуры ВГС г. Волжского несущие металлические фермы, эксплуатируемые с 1953 года, были выполнены из Ст. 3 кипящей, что недопустимо, особенно в общественных зданиях. Для увеличения надежности холодного чердачного покрытия при реконструкции здания были поставлены дублирующие фермы меньшей высоты. Их расположили между существующими фермами и соединили с ними системой вертикальных и горизонтальных связей, способных перераспределить нагрузку со старых ферм на новые. Монтаж новых ферм осуществлен без разборки кровли. Над местом установки новых ферм были сделаны щели в кровле (шириной 50 см), кровельные листы при этом разъединены и отогнуты. После заведения новых ферм обрешетку состыковывали, и листы кровли снова соединили.

При усилении металлических балок комплексного сталежелезобетонного перекрытия холодильных камер мясокомбината в г. Камышине Волгоградской области на усиленные уголковой обоймой кирпичные столбы с двух сторон существующих балок были установлены новые дублирующие. Плиты поддомкратили и через прокладки передали нагрузку на новые балки.

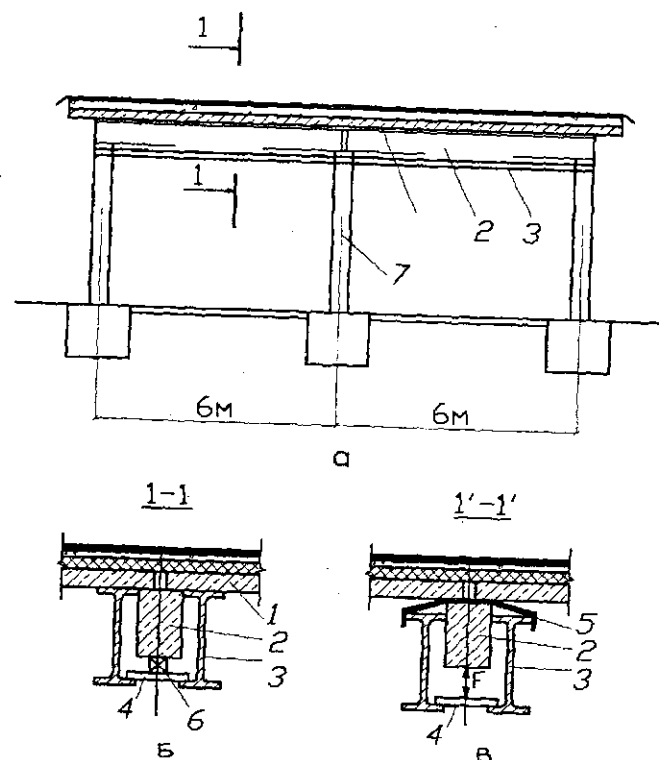


Рис. 5.5. Реконструкция зала с разборкой средней колонны: а — поперечный разрез здания; б, в — сечение 1—1 покрытия соответственно в начале монтажа новых балок и 1'—1' — после поддомкрачивания силой F ; 1 — плита покрытия; 2 — железобетонная балка пролетом 6 м; 3 — двутавр пролетом 12 м; 4 — пластина; 5 — арматура; 6 — домкрат; 7 — демонтируемая колонна

Интересное конструктивное решение было выполнено при реконструкции кафе в селе Береславка Волгоградской области. С учетом праздничных мероприятий обеденный зал кафе из двухпролетного (6 + 6 м) превращен при реконструкции в однопролетный (12 м) с разборкой средних колонн. Конструктивная схема существующего покрытия: рулонная кровля, стяжка, утеплитель, пароизоляция по многопустотным железобетонным панелям, которые опирались на железобетонные прогоны пролетом 6 м. Прогоны передавали нагрузку на металлические трубчатые стойки и кирпичную стену (рис. 5.5). Со стороны остекленной на всю высоту стены кафе с обеих сторон существующих железобетонных прогонов были заведены металлические двутавры длиной 12 м. Опорой для них с одной стороны служили металлические стойки, с другой — опорные подушки, уложенные на кирпичную стену. Нижние полки двутавров соединили поперечинами из толстых полос, на которые установили домкраты. Верхние полки двутавров были объединены поперечными гибкими связями из арматуры, пропущен-

ной через швы панелей перекрытия. Эти гибкие связи обеспечили свободное перемещение двутавров вниз при поддомкрачивании и в то же время удержание верхних полок двутавров от потери общей устойчивости [75]. Поддомкрачиванием была снята нагрузка с существующих балок и средних стоек, которая не стала опускаться вниз на величину образовавшейся в результате реза щели.

Так как от усилий в домкратах металлические балки прогнулись и образовались зазоры между их верхними полками и панелями перекрытия, их забили металлическими прокладками и жестким цементным раствором, что обеспечило в дальнейшем передачу всей нагрузки от плит на новые балки. Поддомкрачивание не допустило также возникновения трещин в швах панелей перекрытия и кровли, при прогибе металлических балок.

5.5. Разгрузка несущей конструкции

Существуют разные способы разгрузки эксплуатируемой конструкции. Остановимся на некоторых:

1. Снятие части расчетной нагрузки

При недостаточной несущей способности конструкции первоочередным мероприятием является освобождение ее от части расчетной нагрузки: временной или постоянной. Это может быть подвижная нагрузка, нагрузка от людей, оборудование, стеллажи с деталями или книгами и т. д. В промышленных цехах ограничивают нагрузку от мостовых кранов установкой на краны ограничителей приближения кранов друг к другу или директивно вес транспортируемого груза под роспись механика и крановщика. Возможна замена тяжелых конструктивных элементов на более легкие. Например, над актовым залом Дворца культуры ВГС в г. Волжском подвесное деревянное перекрытие было утеплено тяжелым шлаком и на нем находились шлакобетонные короба и шахты. При реконструкции шлак заменили на легкий керамзитовый гравий, короба и шахты разобрали и за счет этого снизили расчетную нагрузку в два раза.

2. Перераспределение расчетной нагрузки на другие элементы или сечения

Возможны варианты разгрузки плит и балок перекрытий устройством распределительных балок или балочных клеток под тяжелое оборудование с передачей нагрузки от них на сечения балок, расположенные ближе к опорам или непосредственно на опоры (колонны или стены), таким образом, полностью снимется нагрузка с несущей конструкции.

Например, при загрузке пролетных строений эстакад трубопроводами разного диаметра иногда можно часть трубопроводов большого

диаметра опирать непосредственно на опоры, минуя пролетное строение, что значительно разгружает его. Так, при восстановлении мостовых переходов с трубопроводами через реку Туапсе, после аварий, вызванных стихийными бедствиями, было предложено разгрузить ферменные пролетные строения от нагрузки трубопроводами диаметром 500 мм. Их подняли домкратами над опорами на 300 мм и, тем самым, заставили их работать по неразрезной схеме как балки. Это позволило избежать усиления ферм и увеличить количество трубопроводов меньшего диаметра на этих пролетных строениях (рис. 5.6).

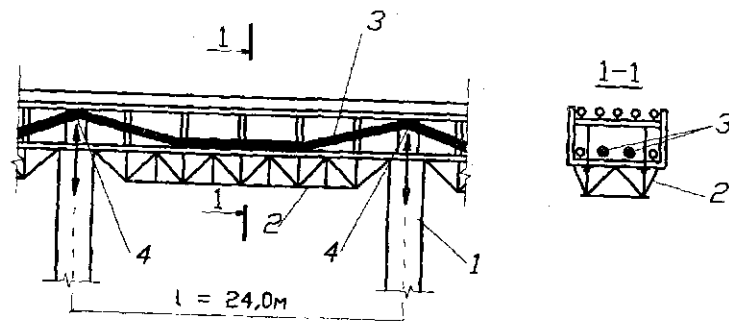


Рис. 5.6. Пролетное строение эстакады с трубопроводами через реку Туапсе: 1 — колонна; 2 — ферма; 3 — трубы $\varnothing$ 500 мм; 4 — домкраты-распорки

3. Автоматическое регулирование нагрузки

Известно, что в емкостях с горючим, газами имеются предохранительные клапаны, которые открываются, если давление превышает то, на которое рассчитана эта емкость. Для ответственных конструкций в космической технике разработаны схемы автоматического управления, следящие по датчикам за напряженным состоянием конструкций и реагирующие в случае превышения нормативов. При этом возможно изменение направления нагрузки, их величин, преобразование расчетной или конструктивной схем и т. д.

4. Создание разгружающихся консолей

Этот прием особенно полезен в случаях, когда имеется возможность увеличить габариты здания и позволяет несущая способность нижележащих конструкций: стен или колонн и фундаментов. На рис. 5.7 представлено решение, заключающееся в прикреплении консолей к балкам чердачного перекрытия и загрузки их весом новых стен и покрытия надстроенного этажа. Это решение уменьшает расчетные моменты в балке.

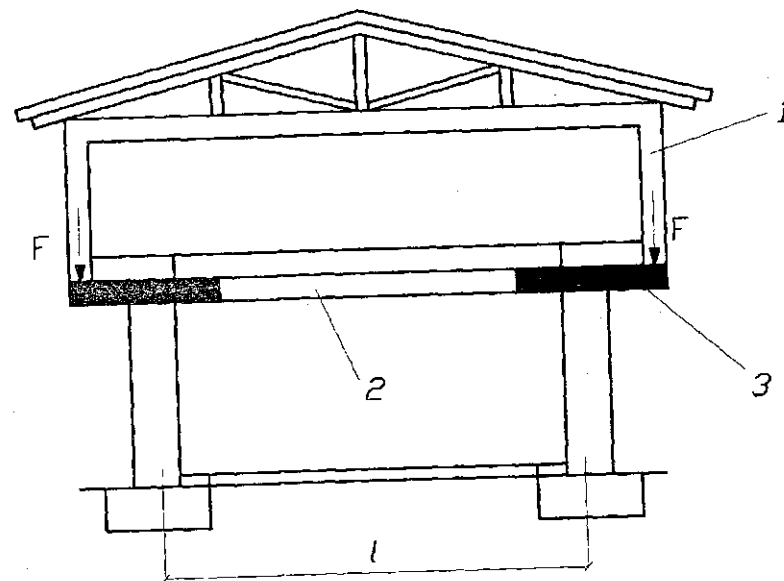


Рис. 5.7. Надстройка 2-го этажа с опорой новых стен на консоли балок перекрытия: 1 — стена; 2 — балка; 3 — консоль

Даже при увеличении нагрузки, как постоянной, так и временной (в связи с изменением назначения помещения), усилия в балках перекрытия могут быть допустимыми за счет разгружающего эффекта от консолей.

5.6. Устройство дополнительных опор, подкосов, подвесок и оттяжек

Дополнительные опоры, подкосы и другие подкрепляющие конструкции элементы устраивают как временно (до их усиления другими способами), так и постоянно, если они не мешают эксплуатации объекта. Дополнительные опоры делают в виде стоек, колонн, столбов или стен из разных материалов. Подкосы выполняют длинными с опорой в фундаменты или короткими с опорой в колонны, стены — на небольшую высоту этажа. Верхние концы подкосов упирают в балки или ребра плит, или в дополнительные подбалки, поддерживающие балки снизу. Дополнительные опоры и подкосы воспринимают усилия сжатия, поэтому их делают жесткими. Подвески и оттяжки, напротив, воспринимают растягивающие усилия, поэтому их выполняют из гибких элементов: арматуры, тросов и др. Подвески поддерживают сверху узлы конструкций, а оттяжки с нескольких сторон раскрепляют высокие стены или трубы, обеспечивая их общую устойчивость.

При раскреплении каких-то узлов или сечений несущих конструкций поддерживающими элементами следует предварительно проверить, смогут ли эти узлы или сечения воспринимать реакции новых элементов. В противном случае приходится усиливать несущие конструкции в местах крепления дополнительных опор, подкосов, подвесок и оттяжек. Кроме того, эти подкрепляющие элементы должны иметь либо свои фундаменты, либо передавать нагрузку на нижележащие конструкции. Необходимо также выполнить проверочный расчет этих конструкций.

Остановимся на нескольких примерах. Пространственное покрытие Центрального рынка в г. Волгограде выполнено из трех почти одинаковых блоков металлических перекрестных ферм с размерами в плане 48х45 м, 48х42 м и 48х45 м. Фермы из уголков имеют высоту 2 м и шаг в обоих направлениях 3 м. Каждый блок опирается на 12 колонн, расположенных с шагом 12 м по периметру квадрата 36х36 м и имеет консоли по 6 м и 3 м (рис. 5.8).

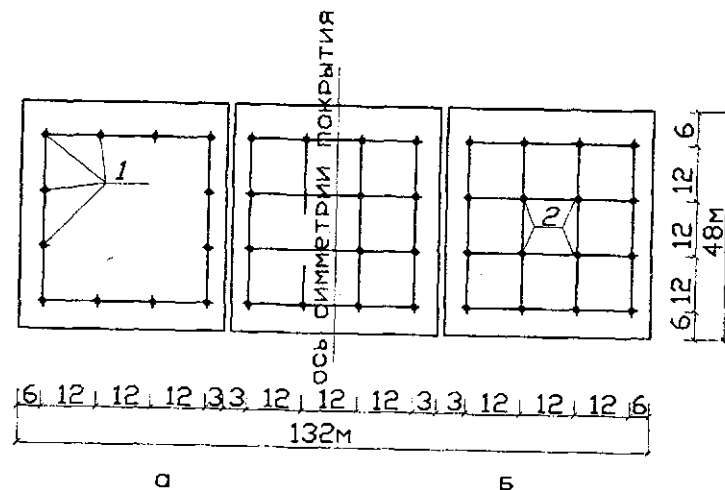


Рис. 5.8. Схема расположения колонн 1-го этажа рынка: а — до усиления; б — после усиления: 1 — колонны; 2 — дополнительные стойки

В связи с периодическим увеличением расчетной нагрузки (плохая работа внутреннего водостока, вызывающая скопление большого количества воды на кровле, ее частое замораживание; большие снеговые нагрузки; утяжеление за счет настила дополнительных слоев рубероида при ремонтах; дефекты строительства) в 1987 г. было решено усилить покрытие. Основным при усилении была установка дополнительных стоек: по четыре стойки с шагом 12х12 м в средней части каждого блока. Всего поставлено 12 стоек из металлических труб $\varnothing 400 \times 6$ мм. Стойки устанавливались как подстраховочные и включались в работу только при превышении расчетной

нагрузки и прогибе покрытия, обеспечивающем касание узлов ферм оголовков стоек. Верхние концы дополнительных стоек позволяют скольжение узлов ферм по вертикали в пределах 30 мм, а нижний конец опирается на колонну фундамента неподвижно. Элементы ферм, подходящие к новым опорным узлам усилены дополнительными уголками, для восприятия реакций новых стоек.

Другой пример. В кузнечно-прессовом цехе завода бурового оборудования в металлической подкрановой балке пролетом 14 м срезало часть заклепок, и расслоились поясные листы трехстенчатой клепаной балки, изготовленной еще в начале века. Краны были остановлены, и цех не мог работать. Нужно было срочно усилить балки, так как простой цеха вызывал большие потери. По нашему предположению, в течение дня под балку подвели два мощных подкоса из сваренных швеллеров с упором вверху в горизонтальную подбалку-распорку, подведенную под подкрановую балку. Внизу подкосы упирались в базы колонн промцеха. Это усиление способствовало минимальной остановке технологического процесса (рис. 5.9).

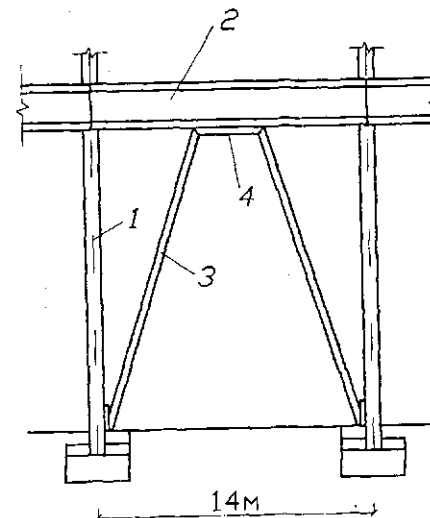


Рис. 5.9. Усиление подкрановых балок: 1 — колонна; 2 — подкрановая балка; 3 — подкос; 4 — подбалка

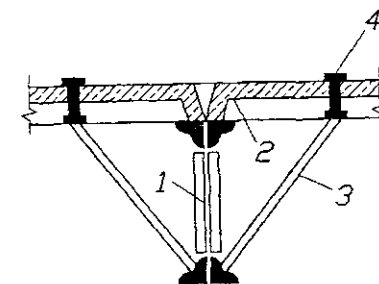


Рис. 5.10. Усиление панелей покрытия: 1 — ферма; 2 — панель покрытия; 3 — подкос; 4 — анкер

В долго строящемся кинотеатре г. Волгограда панели покрытия над фойе, по нашему предположению, были усилены короткими подкосами. Они упирались вверху в ребра панелей и закреплялись в швах панелей анкерами, а внизу — в нижние узлы ферм покрытия с приваркой их вдоль уголков фермы (рис. 5.10).

Подвески часто применяют при усилении балконов и козырьков над входами здания. Верхние концы их заделывают в стены на цементном растворе с надлежащей анкеровкой, а нижние концы в виде крюков или

колец закрепляют к краям плит с помощью дополнительных элементов (хомутов, скоб, болтов и т. д.). Аналогично крепят оттяжки к стенкам или трубам и к анкерным фундаментам.

5.7. Изменение расчетных и геометрических схем конструкций

На практике широко используют прием превращения однопролетных схем в многопролетные. Например, ряд однопролетных подкрановых балок можно соединить на опорах накладками и создать неразрезные балки, в которых расчетные усилия от тех же крановых нагрузок уменьшаются на 30—40 % (рис. 5.11, а). Этот прием целесообразно применять при замене кранов на более мощные и недостаточной несущей способности однопролетных подкрановых балок.

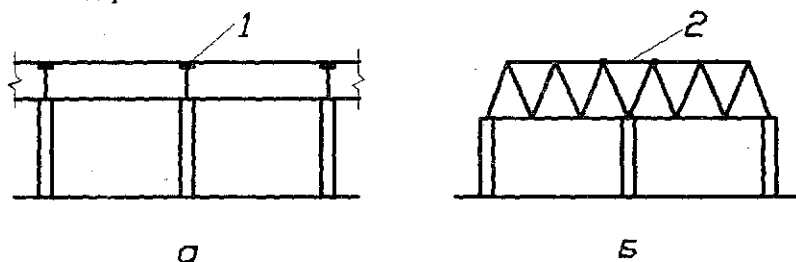


Рис. 5.11. Превращение однопролетных конструкций в многопролетные: а — балок; б — ферм; 1 — накладка; 2 — стержень

Аналогично может быть принято решение о соединении однопролетных ферм в неразрезную систему, только в отличие от балок, где сечение постоянно, в элементах ферм сечения поясов (особенно раскосов) меняются в зависимости от усилий в них. Поэтому предварительно нужно выполнить проверочный расчет конструкций и ее узлов соединений, и при необходимости усилить ряд элементов и узлов (рис. 5.11, б).

Рамные и арочные конструкции дополнительной постановкой затяжек и их преднапряжением можно превратить в безраспорные системы и снизить усилия на фундаментах. Введением дополнительной решетки превращают арки в арочные фермы (рис. 5.12, 5.13).

Добавление дополнительных элементов в существующие конструктивные схемы перераспределяют усилия с одних элементов на другие и способствуют повышению несущей способности всей конструкции.

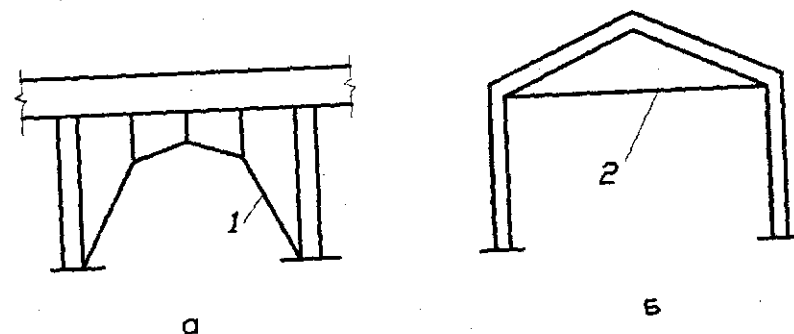


Рис. 5.12. Усиление рам введением снизу: 1 — арочных систем; 2 — затяжек

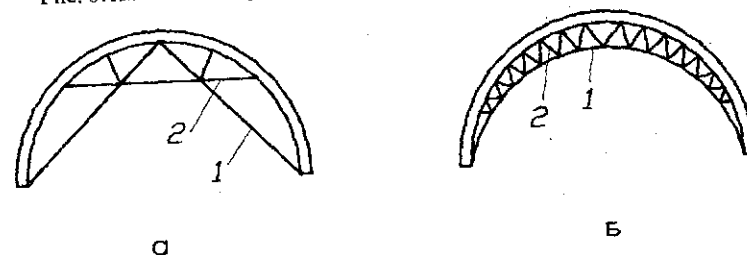
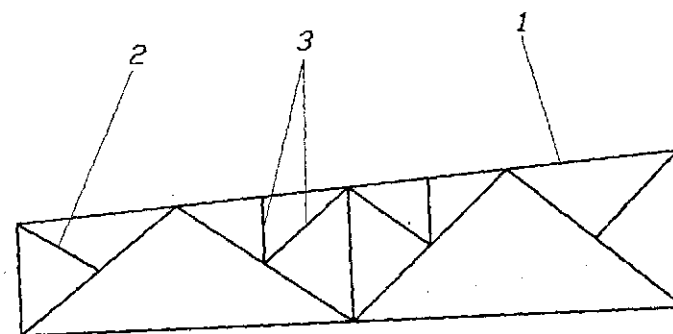


Рис. 5.13. Подкрепление арок дополнительными поясами (1) и решеткой (2)

Известно, что несущая способность сжатых элементов конструкции зависит от их гибкости и соответственно расчетной длины. Снизить расчетную длину можно постановкой дополнительных стержней раскосов, распорок и т. д. На рис. 5.14 представлено решение с постановкой дополнительных надпорных раскосов и внутренних шпренгелей, снижающих расчетные длины раскосов ферм. На рис. 5.15 горизонтальными диагональными распорками вокруг колонн, упирающихся в нижние пояса ферм Центрального рынка в г. Волгограде.



5.14. Усиление ферм постановкой дополнительных стержней: 1 — ферма; 2 — короткий раскос; 3 — внутренний шпренгель: стойка и раскос

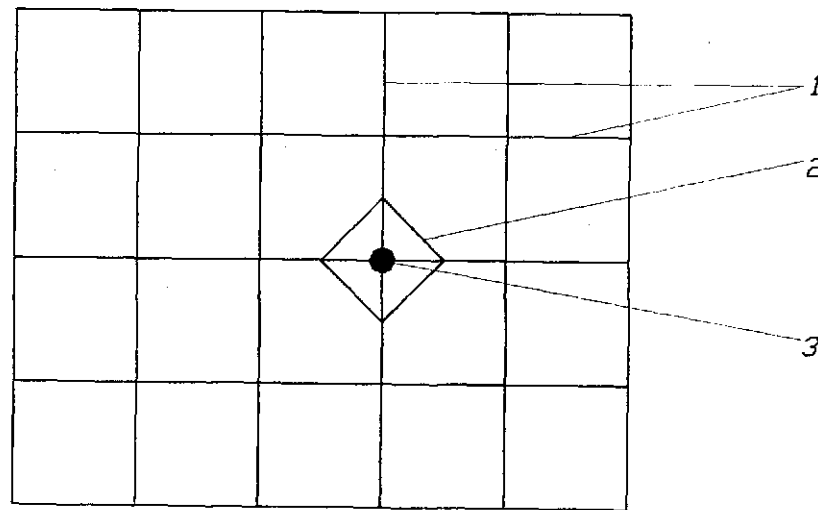


Рис. 5.15. Снижение расчетной длины сжатых нижних поясов ферм пространственной системы: 1 — нижний пояс; 2 — распорка; 3 — колонна

В оболочках, рамных, арочных и балочных конструкциях (при выполнении их из тонкостенных составных профилей) важным является обеспечение местной устойчивости стенок и полок сечения. При большой гибкости этих элементов тонкие пластинки выпучиваются, и сечение становится ослабленным. Для новышения жесткости вводят дополнительные ребра жесткости. Нами осуществлено усиление серийно изготавливаемых коробчатых рам постановкой на приопорных участках ребер из уголков, приваренных к стенкам перьями (рис. 5.16). Аналогичные решения принимают при усилении деревянных тонкостенных балок. В железобетонных балках могут устраивать на приопорных участках обоймы из хомутов с их обетонированием.

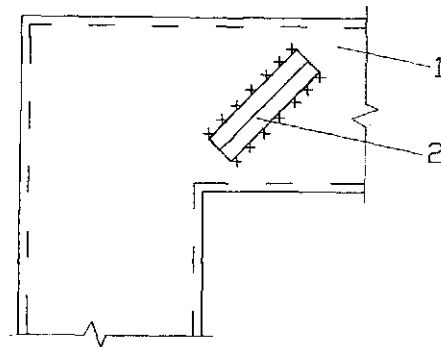


Рис. 5.16. Усиление рамных узлов коробчатых рам: 1 — рама; 2 — ребро жесткости из уголка

5.8. Введение затяжек и шпренгелей, постановка тяжей

Как было отмечено в разд. 4, предварительное напряжение особенно эффективно при усилении конструкции, так как за счет увеличения усилий в затяжках можно создать большой разгружающий момент. Когда конструкция находится по нагрузкой, ее можно разгрузить полностью и даже еще нагрузить обратным по знаку усилиями до достижения в сечениях напряжений, близких к расчетному сопротивлению R . Диапазон изменения напряжений в сечениях может быть от $-R$ до $+R$, т. е. в сумме $2R$. Затяжки и шпренгеля могут размещаться как в пределах конструктивной высоты несущей конструкции, так и выходя за ее пределы. Причем, чем ниже располагается затяжка, тем более существен эффект, так как конструкция получается более жесткая и может быть загружена большими силами предварительного натяжения.

Существуют традиционные способы натяжения затяжек:

- *термический*, заключающийся в разогреве затяжки и постановке ее в конструкцию в деформированном состоянии; после охлаждения она, пытаясь вернуться в исходное состояние, создает усилия преднапряжения;
- *механический*, заключающийся в постановке затяжки в конструкцию и растяжении ее домкратами или закручиванием гаек на выполненные с резьбой концы затяжки из арматуры.

Ранее (разд. 4) приведены более оригинальные способы осуществления предварительного натяжения с помощью затяжек и шпренгелей. Рассмотрим примеры из нашей практики по усилению ферм и балок.

Металлические фермы пролетом 30 м покрытия кинотеатра в г. Астрахани в связи с перегрузкой имели недопустимые прогибы. Подведенные шпренгели (рис. 5.17) с затяжками из 2Ф40 повысили надежность покрытия. Натяжение затяжек осуществлялось поперечным оттягиванием их вниз к оголовку стоек шпренгеля и последующим закреплением [71].

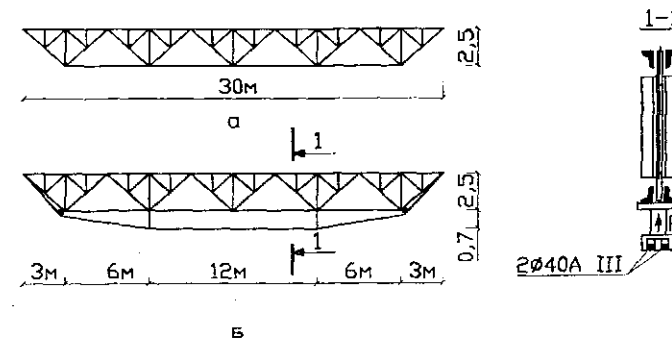


Рис. 5.17. Усиление ферм покрытия шпренгелем: а — ферма до усиления; б — ферма усиленная шпренгелем

Аналогично выполнено усиление двухскатных железобетонных балок пролетом 18 м покрытия кинотеатра в г. Волгограде (рис. 5.18, а). Концы парных затяжек приварили к металлическим обоймам, одетым на торцы

балок. Затем в двух местах затяжки оттягивали вниз, с упором домкратов в нижние полки балок. Рядом с домкратами заводили жесткие поперечины, на которые после снятия домкратов передавались реакции затяжек.

Усиление железобетонных балок ремонтного цеха осуществлялось шпренгелями с загрузкой подвижных стоек шпренгеля (рис. 5.18, б) [73].

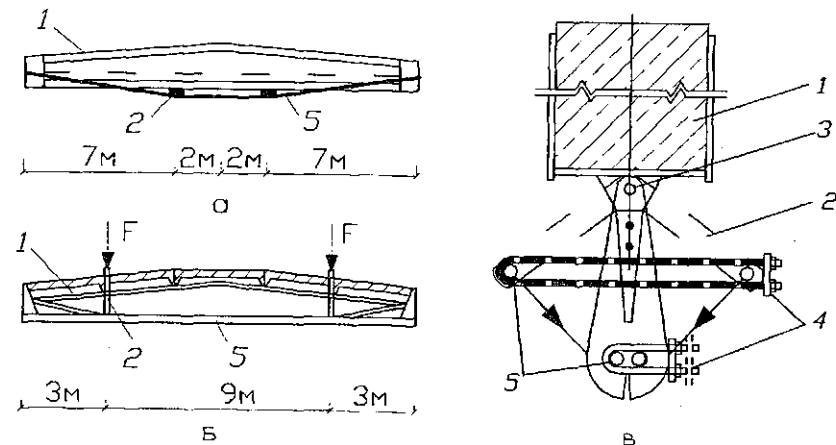


Рис. 5.18. Предварительное напряжение балок: а — оттягиванием затяжек вниз; б — загрузкой подвижных стоек шпренгеля; в — натяжением затяжек шпренгелей стягиванием хомутами концов стоек шпренгеля: 1 — балка; 2 — стойка шпренгеля; 3 — шарнир; 4 — стяжной хомут; 5 — затяжка концов стоек шпренгеля

Тяжи (как разновидность затяжек) применяют для обжатия конструкций, в которых возникли или могут возникнуть трещины, а также для повышения прочности и устойчивости конструкций. Тяжи (бандажи) могут быть инвентарными или постоянными. После стягивания стен здания и усиления фундаментов и других мероприятий, обеспечивающих прочность здания, инвентарные тяжи снимают. Это особенно желательно, если здания имеют историческую ценность или располагаются на центральных улицах и площадях. Тяжи могут оставаться на период эксплуатации здания, но при этом нужно стремиться их сделать не привлекающими внимание с помощью окраски под колер фасадов или оштукатуривания. Обычно тяжи выполняют из арматуры или профилей: уголков, швеллеров. На концах тяжей приваривают болты, либо выполняют резьбу. На рис. 5.19 представлена схема усиления двухэтажного здания тремя рядами тяжей по периметру стен. На углах здания крепят опорные уголки, к которым приваривают тяжи или упоры с отверстиями для пропуска концов тяжей с резьбой и последующим их натяжением гайками. Если концы тяжей приваривают по углам, то в средней части здания тяжи имеют стык через стяжную муфту, закручивая которую, натягивают тяжи.

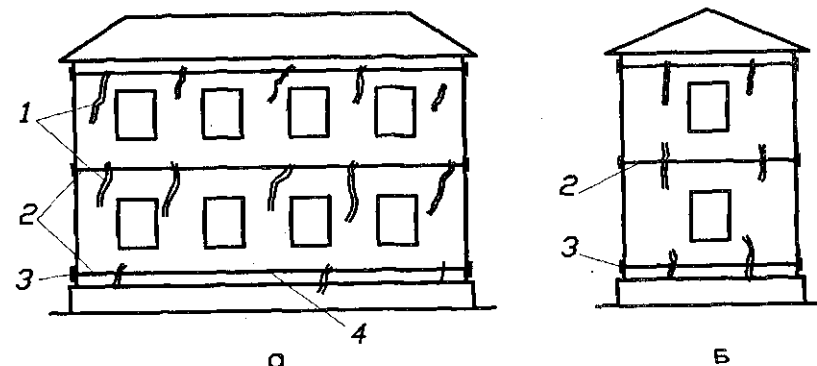


Рис. 5.19. Стягивание стен здания по периметру тяжами: а — главный фасад; б — боковой фасад здания: 1 — трещины в стенах здания; 2 — тяжи; 3 — опорные уголки; 4 — стяжные муфты

При наличии трещин между продольными и поперечными стенами тяжи пропускают с обеих сторон поперечных стен через здание. Обычно тяжи устанавливают вблизи перекрытий над этажами. Они являются как бы внешним армированием стен и после установки воспринимают дополнительные усилия, если здание продолжает работать на изгиб от неравномерных осадок фундаментов. В период натяжения тяжей контролируют состояние трещин и, если они не замыкаются, необходимо их зачеканить или injectировать цементным раствором. Чтобы тяжи не провисали от собственного веса, под них с определенным шагом подводят опоры из заделанных в стены уголков.

В нормативных документах отсутствует методика определения усилий в тяжах. На наш взгляд, при условии постановки тяжей по высоте здания в пределах каждого этажа и натяжения их на 50 % усилия, можно принять, что усилие в тяжах N_T равно несущей способности каменной кладки, работающей на растяжение по перевязанному сечению. При этом в расчетной формуле принять высоту этажа, а не конкретной трещины в здании, которые могут увеличиваться. Приближенный расчет выполняем по следующей формуле:

$$N_T = H \cdot d \cdot R_t$$

где H — высота этажа; d — толщина стены; R_t — расчетное сопротивление шва, кладки на растяжение по перевязанному сечению.

Рассмотрим пример. Пусть $H = 280$ см, $d = 51$ см, $R = 0,11$ Кн/см² при растворе М25 по табл. 10 [48]. Тогда усилие в тяже

$$N_T = 280 \cdot 51 \cdot 0,11 = 157 \text{ Кн}$$

Площадь сечения болтов кл. 4.6 с $R_{bt} = 17$ кн/см², приваренных к тяжам на концах

$$A_{\text{бн}} = N_T / R_{\text{бн}} = 157 / 17 = 9,24 \text{ см}^2$$

Принимаем болт Ø 42 мм с $A_{\text{бн}} = 11,2 \text{ см}^2$. Тяж принимаем такого сечения как и болт из арматуры, уголков или швеллеров (например, швеллер 12 с $A = 13,3 \text{ см}^2$). В дальнейшем можно проверить здание с тяжами на реальный отпор грунтов, расчетные нагрузки, но эта задача достаточно сложная и не всегда выполняема.

5.9. Применение распорных устройств

Как отмечалось в разд. 4, применение распорных устройств позволяет создать предварительное напряжение в системах, например в балочных конструкциях.

Рассмотрим способ, отраженный на рис. 5.20. Здесь с помощью передачи усилий от домкратов на упоры балки и последующей замены домкратов на жесткие вставки происходит выгиб балок вверх и их разгрузка. При многопролетных балках распоры на колонны взаимно погашаются и влияние их несущественно.

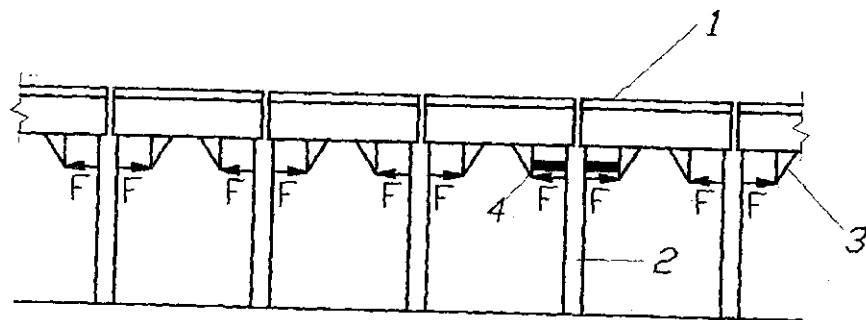
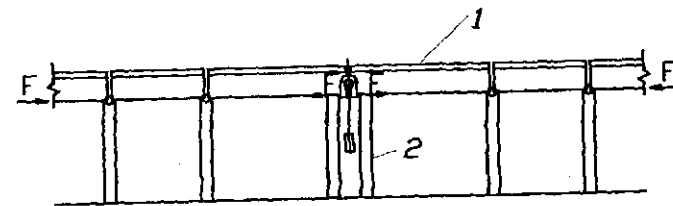


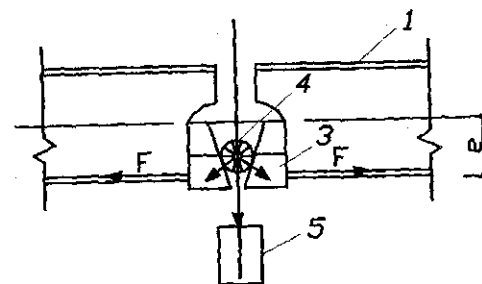
Рис. 5.20. Усиление балочной системы распорками: 1 — балка; 2 — колонна; 3 — упор; 4 — распорка

Крайние колонны, обычно менее загруженные эксплуатационной нагрузкой, если не выдерживают односторонних распоров при передаче усилий от домкратов, могут быть раскреплены подкосом снаружи или внутри цеха оттяжкой к фундаменту соседней колонны.

В работе [36] предложено установить между торцами подкрановых балок жесткие вкладыши, а между двумя из них — клинообразный упор с подвешенным грузом, при опускании которого весь ряд балок получает обжатие в уровне нижних поясов балок, т. е. создают преднапряжение и повышение их несущей способности (рис. 5.21).



а



б

Рис. 5.21. Усиление балочной системы распорным устройством: а — общий вид балочной системы; б — узел с распорным устройством; 1 — балка; 2 — колонна; 3 — клин; 4 — шарнир; 5 — груз

5.10. Включение в совместную работу соприкасающихся конструкций

Известно, что в монолитных и сборно-монолитных железобетонных конструкциях за счет совместной работы балок и плит перекрытий увеличиваются расчетные высота сечений и ширина сжатой части бетона главных и второстепенных балок, что в конечном итоге повышает несущую способность перекрытия.

При усилении покрытий и перекрытий также можно в ряде случаев повысить их несущую способность, включая в совместную работу соприкасающиеся друг с другом конструкции, например плиты с балками или фермами, дополнительные железобетонные пояса с верхними поясами металлических ферм и т. д. При решении вопроса об усилении ферм покрытия здания речного вокзала в г. Волгограде использован этот прием. Разрыв верхнего пояса двухконсольной стальной фермы, выполненного из сваренных уголков из-за неудачного решения монтажного стыка. На эту ферму пролетом 18 м и с консолями с обеих сторон по 9 м опирались поперечные консольные фермы торца здания, тяжелые парапетные плиты, кровельное покрытие и подвесной потолок. За счет пространственной жесткости по-

крытия полного обрушения не произошло: консоли осели только на 50 см со стороны разорванного пояса ферм.

Под консоль покрытия строители подвели временную башенную опору и осуществили усиление в следующей последовательности:

- 1) разобрали часть кровельного покрытия над верхним поясом разрушенной фермы;
- 2) подвели под консоль 200-тонные домкраты и с их помощью подняли ее в проектное положение;
- 3) на накладках состыковывали уголки верхнего пояса и по его длине приварили анкера для сцепления с железобетонным поясом;
- 4) забетонировали по верхнему поясу фермы железобетонный пояс, соединив его с плитами покрытия;
- 5) сняли домкраты и башенную опору.

Выполненное усиление позволило увеличить несущую способность ферм покрытия, как за счет увеличения сечения, так и повышения жесткости верхнего пояса фермы.

5.11. Создание пространственной работы каркаса и покрытия

Традиционные каркасы зданий — рамные и рамно-связевые включают стойки и ригели, воспринимающие усилия от вертикальных и горизонтальных нагрузок. Если их несущая способность недостаточна, возможен вариант введения дополнительных связей, которые способствуют перераспределению горизонтальных нагрузок с поперечных рам на усиленные торцевые фахверки или жесткие блоки (рис. 5.22, 5.24).

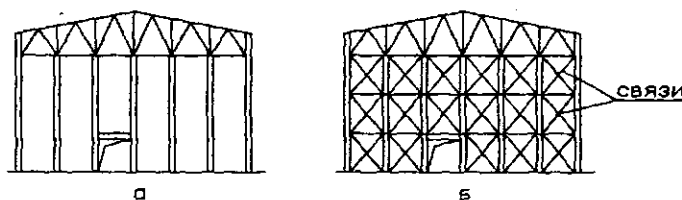


Рис. 5.22. Усиление торцевого фахверка связями: а — фахверк; б — фахверк со связями

Надежность покрытия из параллельно расположенных поперечных ферм может быть повышена введением нескольких продольных ферм, которые, обеспечивая пространственную работу покрытия, в случае необходимости перераспределяют нагрузку с более слабых ненадежных ферм на более надежные. Такое решение было принято нами при усилении ферм покрытия над складом катанки ВСПКЗ, кстати, выполненных из кипящей стали и находящихся в неотапливаемом здании (рис. 5.23).

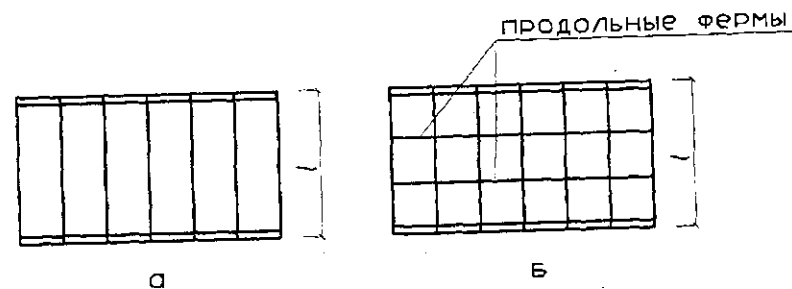


Рис. 5.23. Схема ферм покрытия: а — поперечные фермы; б — поперечные и продольные фермы

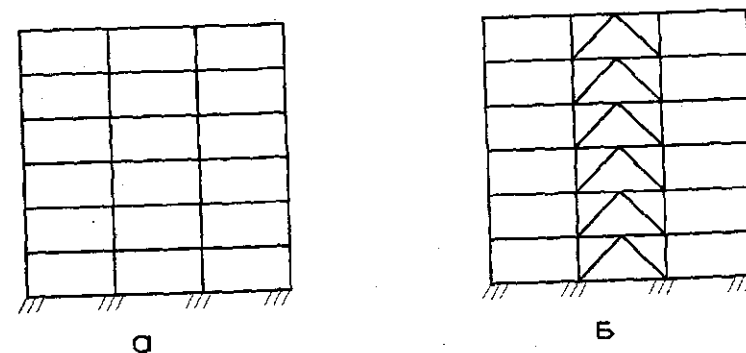


Рис. 5.24. Усиление поперечной рамы связями: а — рама; б — рама со связями

Таким образом, если имеется необходимость в усилении здания или сооружения можно использовать прием включения конструкций в пространственную работу и перераспределения нагрузок с одних элементов на более жесткие дополнительно образованные с помощью связевых элементов конструкций.

5.12. Одновременное использование различных приемов

На практике при усилении конструкций часто применяют сразу несколько приемов, что обеспечивает большую эффективность. Приведем несколько примеров такого усиления. При усилении стоек и ригелей многопролетных рам целесообразен способ, предложенный нами в работе [76]. Усиление осуществляют Т-образными рамами, преднапряженными инвентарными затяжками. Заранее на заводе или стройплощадке изготавливают Т-образные рамы и стягивают затяжками концы их консолей с базой стоек. Затем прикрепляют эти рамы к существующим колоннам здания, делая их парными, охватывающими колонны с двух сторон, как обоймы, за счет соединения их планками (рис. 5.25). Между верхом консолей рам и существующими колоннами

вующими ригелями заводят жесткие прокладки, которые объединяют консоли рам и подклинивают ригели. Постепенно снимают усилия преднапряжения в раме и убирают затяжки, для использования в следующих Т-образных рамах. Происходит резкое нагружение консолей и стоек рам усиления уже от разгрузки ригелей и колонн здания, так как снятие затяжек эквивалентно приложению внешних направленных вверх сил на концах консолей рам. В этом примере использованы приемы преднапряжения затяжками, усиление увеличением сечения (колонны усилены обоймой из стоек и планок) и проведения дополнительных опор, какими являются концы консолей рам.

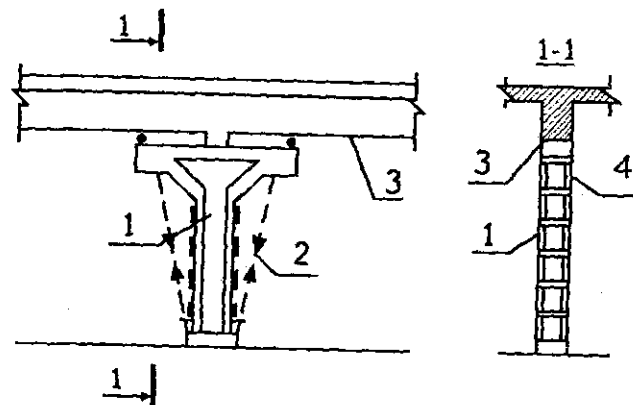


Рис. 5.25. Усиление каркаса здания Т-образными рамами: 1 — Т-образная рама; 2 — инвентарная затяжка; 3 — подкладка; 4 — поперечная планка

Известно усиление балок шпренгелями. Повысить эффективность этого приема можно, если концы затяжек закреплять к верхним полкам соседних балок с обеих сторон (рис. 5.26). При нагружении балок эксплуатационной нагрузкой, например колесами мостовых кранов, происходит одновременное растяжение затяжек шпренгелей и полок соседних балок, а средняя балка выгибается вверх от реакций стоек шпренгеля. При этом практически отсутствуют силы обжатия балок, что повышает эффективность предварительного напряжения.

При усилении металлических балок также целесообразно использовать инвентарные затяжки, которыми напрягают жесткие элементы усиления, а после их прикрепления к эксплуатируемой балке затяжки снимают. Это обеспечивает разгрузку балок и включение в работу элементов усиления.

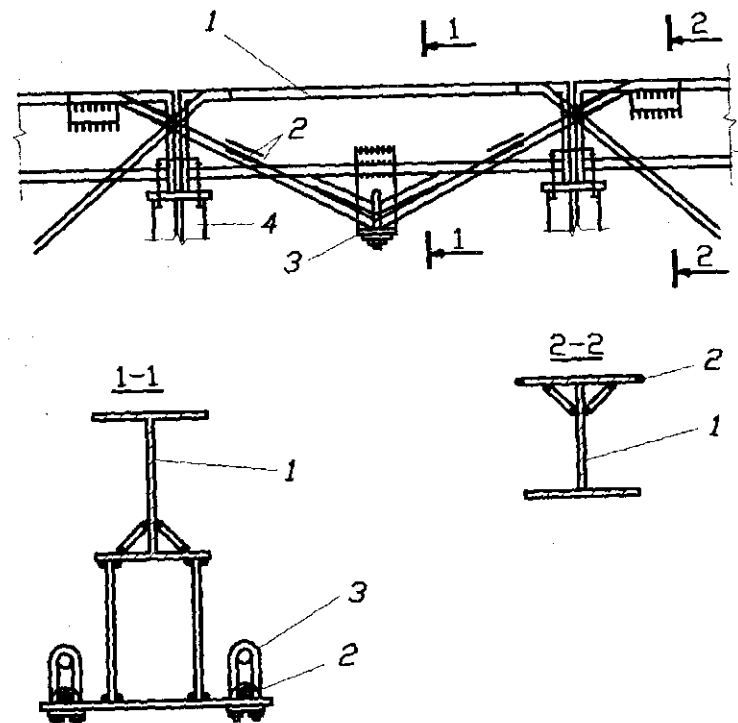


Рис. 5.26. Усиление подкрановых балок шпренгелями: 1 — балка; 2 — затяжка; 3 — натяжное устройство; 4 — колонна

5.13. Пути повышения высоты зданий и сооружений при реконструкции

Увеличить полезную высоту здания, например в промышленных цехах при замене мостовых кранов на более мощные и, следовательно, имеющие большие габариты по высоте, можно несколькими путями.

Первый путь (наиболее трудоемкий) заключается в разборке существующего покрытия (кровли, утеплителя, плит и ферм покрытия), наращивании по высоте колонн, новом устройстве ферм и кровельного покрытия. При этом часть элементов кровли полностью заменяют.

Второй путь, на наш взгляд, менее трудоемок и более экономичен. Он заключается в усилении существующих ферм покрытия новыми элементами с последующей обрезкой фермы снизу на требуемую высоту. Этот способ применен, например, при реконструкции отделения ИКШ кузнечно-го цеха Волгоградского тракторного завода. Высота покрытия была уменьшена снизу на 40 см за счет превращения шарнирно опертых ферм покрытия в ригели однопролетных рам с жесткими узлами (рис. 5.27).

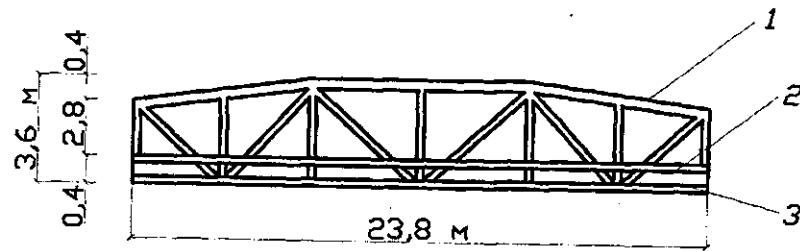


Рис. 5.27. Ферма с новым нижним поясом: 1 — фермы; 2 — новый нижний пояс; 3 — обрезаемые участки элементов фермы

Усиление выполнялось без остановки производства в период отсутствия снеговой нагрузки. К фермам были прикреплены новые нижние пояса из двух швеллеров № 20 на 40 см выше существующих нижних поясов и введены новые раскосы. При этом в расчете учтены эксцентриситеты в узлах. При усилении контролировались усилия в новых и старых элементах ферм.

В цехе завода бурового оборудования при решении аналогичной задачи, с двух сторон существующей фермы были смонтированы шпренгельные балки с затяжками меньшей высоты, преднапряжение которых обеспечило разгрузку существующей фермы, нижнюю часть которой затем обрезали (рис. 5.28).

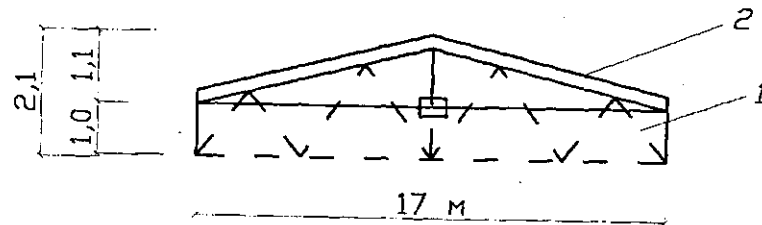


Рис. 5.28. Фермы после установки дублирующих шпренгельных балок: 1 — ферма; 2 — балка с затяжкой

Третий путь — устройство нового каркаса здания вокруг существующего. Интересным решением является проект реконструкции чугунолитейного цеха Волгоградского тракторного завода. Реконструкция должна была выполняться при минимальной остановке производства. Разработаны 14 вариантов проектов реконструкции, выполненных в Волгоградском инженерно-строительном институте и ведущих институтах страны.

Рассмотренные варианты покрытия можно объединить в три основные группы:

1. Покрытия, выполняемые из пространственных блоков, перекрывающих пролет 153 м. Ширина блоков принималась в этих вариантах от 12 до 24 м, шаг их вдоль здания — от 24 до 60 м. На эти блоки в поперечном

направлении опирались с шагом 6 или 12 м фермы: однопролетные, двухконсольные, неразрезные, тросовые и т. д.

Схемы главных ферм назначались в различных вариантах: с параллельными поясами, арочные, фермы Ландера. Сечения стержней проектировались из прокатных, сварных и трубчатых профилей, с применением обычных и повышенной прочности сталей.

2. Покрытия, имеющие один ряд внутренних опор, решаемые в обычных конструкциях по балочной схеме, а также с применением структурных плит размерами 72х84 м. В этих вариантах устройство средних опор вызывает серьезные нарушения работы цеха в период строительства.

3. Покрытия, выполняемые из большепролетных блоков, работающих в стадии монтажа по однопролетной схеме ($l = 153$ м), а после установки в проектное положение — по двухпролетной схеме.

Такой вариант позволяет упростить монтаж покрытия, значительно снизив периоды остановки производства по сравнению с обычным двухпролетным решением, в то же время он более экономичен. Фермы блока пролетом 153 м рассчитываются на 20 % расчетной нагрузки при работе по однопролетной схеме и выполнения предварительного напряжения за счет осадки средней опоры, они способны воспринимать оставшиеся 80 % расчетной нагрузки. Однако этот вариант требует все же большей остановки производства, чем однопролетное решение.

Наиболее целесообразным и экономичным вариантом признано однопролетное решение, представленное на рис. 5.29.

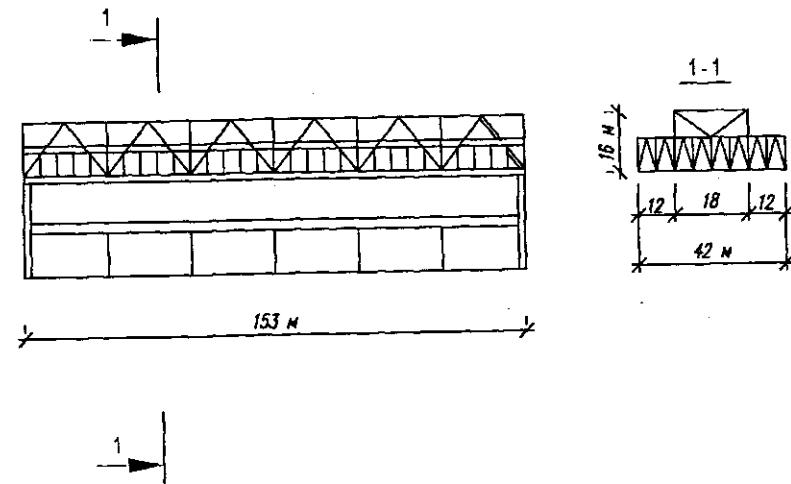


Рис. 5.29. Надстройка нового каркаса на существующий цех: 1 — колонна; 2 — продольные фермы; 3 — поперечные фермы

Покрытие разбивается на шесть блоков размерами 153х42 м. Каждый блок имеет две главные фермы пролетом 153 м и высотой 16 м, на ко-

торые опираются рядовые двухконсольные фермы $12 + 18 + 12$ м с шагом 3,75 м.

Возможность создания большепролетного шатра реализуется применением современных строительных материалов: сталей высокой прочности, трубчатых профилей, стального профилированного настила и легкого утеплителя. Расход стали на покрытие — около 90 кг/см^2 .

Монтаж здания запроектирован в следующей последовательности:

1. Устанавливают снаружи вдоль длинных сторон существующего цеха фундамента и колонны нового корпуса, объединенные конструктивно в эстакаду, поверх которых укладываются балки с рельсами.

2. У торца существующего цеха устраивают монтажную площадку, на которой собирают блоки, размерами 42×153 м.

3. С помощью лебедок блоки надвигают в проектное положение и закрепляют к колоннам.

4. Устанавливают подвесные краны.

5. Разбирают конструкции существующего цеха с помощью подвесных кранов и реконструируют технологические линии.

Известна проблема устаревших типовых пятиэтажных зданий и зданий меньшей этажности. Их улучшить за счет утепления наружных стен, устройства лоджий, лифтов и мусоропроводов можно надвинув на них каркас, состоящий из многэтажных поперечных рам, объединенных связями, перекрытиями и легкими стенами. В следующей главе на рис. 6.4 представлена схема такой рамы пролетом 16 м и высотой 30 м. Стойки-пилоны опирают на новые фундаменты, отстоящие от фундаментов существующего здания. К стойкам в пределах высоты пятиэтажного дома крепят лоджии, лифты и мусоропроводы и, при необходимости, лестницы на все реконструируемое здание. В итоге жильцы пятиэтажных зданий улучшат свои условия, а новые жильцы надстроенных этажей получат хорошие квартиры в благоустроенных районах. Уменьшение теплопотерь здания можно осуществить за счет устройства остекленных лоджий или непосредственного утепления здания наружной теплоизоляцией с последующей отделкой фасада (оштукатуривание по сетке или облицовка).

5.14. Усиление теплоизолирующих функций здания

Существующие здания построены по старым теплотехническим нормам проектирования. Минстрой России Постановлением от 11 августа 1995 года № 18—81 ввел в действие новые правила по теплозащите зданий и необходимо выполнение их не только при новом строительстве, но и при реконструкции и капитальном ремонте зданий.

В настоящий период у нас в стране и за рубежом применяют большое количество запатентованных конструктивных решений дополнительной теплозащиты стен здания. Их можно объединить в 2 группы: с послойным выполнением непосредственно на объекте и с применением индустри-

альных легких навесных панелей. При этом утеплять стены желательно снаружи здания, но есть решения, при которых стены здания утепляются изнутри.

На рис. 5.30 представлена обобщенная деталь утепления стены здания.

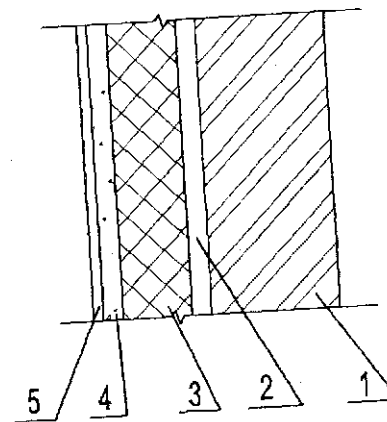


Рис. 5.30. Деталь утепленной стены: 1 — кирпичная стена; 2 — каркас или анкера; 3 — утеплитель; 4 — защитный слой; 5 — отделочный слой

Способ послойного выполнения дополнительной теплоизоляции включает:

1. Подготовку поверхности стены к прикреплению эффективного утеплителя с пароизоляцией.
 2. Прикрепление утеплителя на клею, анкерах или каркасе из тонких защищенных от коррозии профилей.
 3. Устройство защитного слоя, например, штукатурки по сеткам.
 4. Нанесение отделочного слоя.
- В качестве утеплителя применяют: пенополиуретан, пеноизол, пенополистирол, жесткую минеральную вату и другие виды легких и эффективных материалов.

Защитный и отделочный слои могут быть совмещены, например в тонкой кирпичной стенке из облицовочного кирпича, металлокерамике, плитках, досках, листах и других разновидностях жестких облицовочных безасбестовых материалов.

5.15. Особенности конструктивных решений при реконструкции зданий

После обследования существующего здания выбирают вариант его реконструкции с устройством дополнительных этажей или мансард. Суще-

ствуют различные варианты надстроек. Наиболее часто применяемые из них:

1. Нарращивание существующих несущих конструкций по той же конструктивной схеме.

2. Устройство дополнительных колонн, прорезающих существующие перекрытия и загрузка их и не полностью нагруженных стен по новой конструктивной схеме.

3. Шатровая надстройка вышележащих этажей на новых колоннах, расположенных по обеим сторонам здания.

4. Возведение поперечных рам мансард или новых этажей по уложенным на существующие стены здания железобетонным горизонтальным поясам.

В России построено по типовым проектам 50-60-х годов более 260 млн кв. метров жилого фонда. В настоящий период они требуют капитального ремонта по нормативным срокам. Поэтому обновление или реконструкция их является актуальной стратегической задачей. Она может решаться с одновременным утеплением ограждающих конструкций по новым требованиям СНиП [61] и устройством дополнительных этажей или мансард.

Впервые разработал проекты реконструкции чердаков готических замков в жилые помещения в XVII веке французский архитектор Франсуа Мансард. За рубежом мансардное строительство получило развитие давно. Преимущества мансардного строительства состоят в получении дополнительных площадей в существующих оснащенных инженерной и социальной инфраструктурой жилых районах без больших затрат по землеотводу и усилению существующих конструкций зданий. Оно позволяет также улучшить архитектурно-художественный облик присущий нашим микрорайонам однообразной пятиэтажной застройки.

В настоящий период Госстроем России выпущены рекомендации «Унифицированные архитектурно-строительные системы мансардных этажей для надстройки реконструируемых домов». Предложены варианты надстройки панельных, каркасно-панельных и кирпичных пятиэтажных жилых домов массовых серий 1—464, 1—468, 1—447 и 1—335. Для каждой серии предложены по девять унифицированных вариантов поперечного профиля мансард в одном или двух уровнях (рис. 5.31).

Основой конструктивного решения мансардных этажей с шагом 2,6—3,2 м (в зависимости от серии) являются двухпролетные рамы, устанавливаемые на уложенные железобетонные пояса по существующим стенам и выполненные в двух вариантах:

— из гнутого замкнутого сварного профиля 160x160x5 (ГОСТ 25577—83);

— из клееных деревянных элементов.

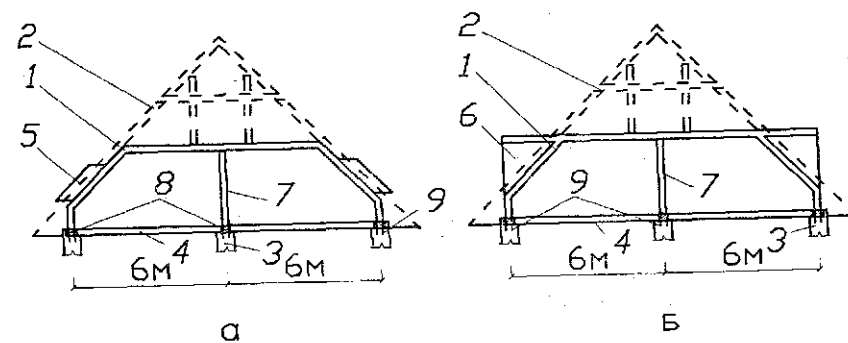


Рис. 5.31. Мансарды с двухсторонней ориентацией: а — поперечный разрез с окнами типа «Velux»; б — поперечный разрез с люкарнами; в — узел опирания стоек рамы на стены здания; 1 — двухпролетная рама; 2 — стропила, ригель, стойка каркаса чердака; 3 — стены здания; 4 — плиты перекрытий; 5 — окна «Velux»; 6 — люкарны; 7 — стойка рамы; 8 — железобетонный пояс; 9 — анкера

При реконструкции зданий рекомендуют разбирать парапетную часть стен и кровлю до уровня верха плит перекрытий. Затем просверлить в стенах и плитах перекрытия отверстия и забить в них на цементном растворе анкера из арматуры Ø12АШ. Поверх анкером устраивают монолитный железобетонный пояс высотой 200 мм по периметру всех стен (рис. 5.32). Пояс обеспечивает жесткость здания и перераспределение нагрузок от стоек поперечных рам каркаса мансард. Пространственная жесткость мансард также обеспечивается жесткостью поперечных рам, лестничными клетками, постановкой прогонов и связей.

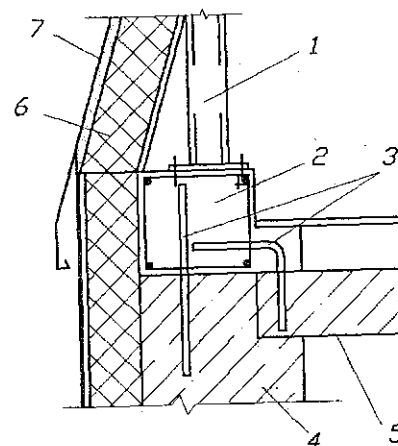


Рис. 5.32. Узел опирания стоек каркаса мансарды на стены здания: 1 — стойка рамы; 2 — железобетонный пояс по периметру стен; 3 — анкера; 4 — кирпичная стена; 5 — плита перекрытия; 6 — утеплитель стен; 7 — оцинкованное железо по обрешетке

Каркас мансард принят в легких конструкциях (рамы, прогоны, связи). Ограждения с эффективным минераловатым утеплителем с $\lambda = 0,04$ Вт/м·с толщиной 200 мм, повышающим также огнестойкость здания. Обшивки из тонких листов, снаружи — кровельное железо или штампованные настилы или металлочерепица, изнутри — гипсокартон или штукатурка по сетке. Междуэтажные перекрытия мансард выполняют по ригелям рам. Они состоят из прогонов с шагом 60 см и настилов пола со звукоизоляции. Снизу прогонов крепится просечная сетка и гипсокартон по обрешетке.

В Волгограде имеется опыт реконструкции двухэтажных зданий с усилением теплозащиты стеновых ограждений и надстройкой мансард. Так, в Дзержинском районе реконструированы два двухэтажных жилых здания. Надстроены третьи этажи и мансарды. Существующие стены утеплены снаружи пенополистирольными плитами и облицовочной стенкой в полкирпича. Новые стены выложены по типу колодезной кладки с заполнением пустот пенополистиролом. Каркас мансарды и чердака деревянный. Внутренние стены и фундаменты были усилены железобетонными стенками. Между этими домами выполнена вставка четырехэтажного дома с дополнительным мансардным этажом. Общая жилая площадь в реконструируемых домах увеличилась более чем в три раза.

В Центральном районе обновлен двухэтажный дом пристройками и надстройкой мансарды. Поверх существующих стен уложен железобетонный пояс, на который опираются металлические рамы пролетом 10,4 м с шагом 1,4 м. Обрешетка и прогоны деревянные. Внутри ограждения маты из утеплителя. Снаружи мансарда обшита оцинкованным кровельным железом, изнутри гипсокартоном. В мансарде расположена большая пятикомнатная квартира хозяина. В нижних этажах офисные помещения, сдаваемые в аренду.

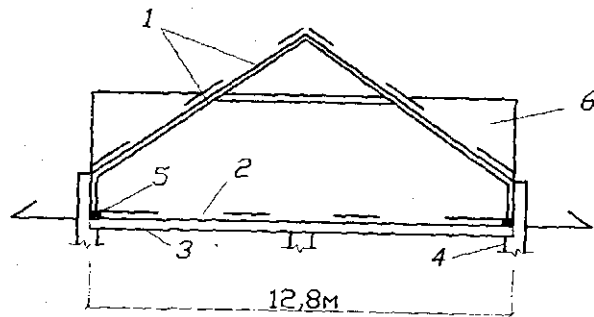


Рис. 5.33. Поперечный разрез мансарды коттеджа в Советском районе г. Волгограда: 1 — рама пролетом 12,8 м; 2 — затяжка; 3 — плиты перекрытия; 4 — кирпичные стены; 5 — металлический пояс; 6 — люкарны

В Советском районе нами запроектирована и построена мансарда над двухэтажным коттеджем (рис. 5.33). Предварительно по стенам укла-

дывался металлический пояс из двух спаренных швеллеров, соединенный анкерами с плитами перекрытий. На этот пояс устанавливали рамы коробчатого сечения пролетом 12,8 м с шагом около 3,5 м. Прогоны кровли выполняли из швеллеров. Обрешетка кровли и подвесного потолка из деревянных брусков, а утеплитель из полужестких минераловатных плит. Кровля выполнена из металлочерепицы, а обшивка потолка из гипсокартона. Большой пролет позволил в мансарде оборудовать зал для спортивно-культурного досуга.

Заканчивается реставрация с реконструкцией после пожара двухэтажного здания постройки 1897 г. в Центральном районе г. Волгограда. Под все здание подведены новые стены подвала и фундаменты, так как в здании, кроме небольшого заглубленного ниже пола кирпичного арочного свода для воздушного отопления, подвал отсутствовал. Выполнены металложелезобетонные перекрытия над подвалом, первым и вторыми этажами. Под утепленной кровлей с окнами сделан дополнительный полумансардный этаж. Построена над главным входом в здание кирпичная каланча со смотровой площадкой для туристов. Исторический памятник архитектуры 19 века «1-я пожарная часть г. Царицына» приобрела свой первоначальный облик, но не для пожарной команды на конной тяге, а для ГП «Автотор».

5.16. Реконструкция корпусов гостиницы на предмостной площади г. Волгограда

Для всех жителей г. Волгограда, на наш взгляд, интересной является судьба недостроенной более 20 лет назад гостиницы, фото которой изображено на обложке данного пособия. Это комплекс двух соединенных коридорами 22-этажных корпусов и трехэтажного здания, с подвалами в двух уровнях.

До 2000 года эти здания находились без охраны. Исчезли остекленные оконные блоки, двери, разломаны перегородки, лифты и т. д. От воздействия атмосферы корродировали открытые металлические конструкции и арматура, сварные соединения крепления стеновых панелей и др.

В настоящий период ведется реконструкция объекта с новым функциональным назначением. В корпусах будут размещены 125 жилых квартир в одном и двух уровнях, а в нижних этажах и трехэтажной пристройке — офисные помещения, магазины и предприятия общепита.

Выполняется большой объем разборки и восстановительных работ. Пробиваются проемы в перекрытиях под межкомнатные лестницы в квартирах в двух уровнях, возводятся новые перегородки, остекленные ограждения и т. д. Строители вынуждены усиливать детали крепления стеновых панелей к колоннам каркаса, очищать от коррозии металлоконструкции, арматуру и обетонировать их, заменять конструктивные элементы лестниц и усиливать другие конструкции.

6. ПРОГРАММНЫЕ КОМПЛЕКСЫ ДЛЯ РАСЧЕТА И КОНСТРУИРОВАНИЯ

6.1. МИРАЖ. Программный комплекс расчета конструкций на прочность

Программный комплекс (ПК) МИРАЖ [31] предназначен для численного исследования на ЭВМ прочности и устойчивости конструкций, а также и для автоматизированного выполнения ряда процессов конструирования. ПК МИРАЖ обеспечивает исследование широкого класса конструкций: пространственные стержневые системы, произвольные пластинчатые и оболочечные системы, мембраны, массивные тела, комбинированные системы — рамно-связевые конструкции высотных зданий, плиты на грунтовом основании, ребристые пластинчатые системы, многослойные конструкции. Расчет выполняется на статические и динамические конструкции. Статические нагрузки моделируют силовые воздействия от сосредоточенных или распределенных сил или моментов, температурного нагрева и перемещений отдельных областей конструкций. Динамические нагрузки моделируют воздействия от землетрясения, пульсирующего потока ветра, вибрационные воздействия от технологического оборудования, ударные воздействия.

Исследуемые объекты могут иметь произвольные криволинейные очертания, локальные ослабления в виде различной формы отверстий и полостей, различные условия опирания. ПК МИРАЖ реализует численный метод дискретизации сплошной среды — метод конечных элементов (МКЭ). Этот метод удобен в алгоритмизации и реализации на ЭВМ. По единой методике рассчитываются стержневые, пластинчатые и комбинированные системы. Удобно моделируются разнообразные граничные условия и нагрузки.

Основными этапами решения задач по МКЭ являются:

- назначение узловых точек, в которых определяются узловые перемещения и происходит расчленение исследуемой системы на конечные элементы; построение матриц жесткости;
- формирование системы канонических уравнений, отражающих кинематическую совместимость расчетной системы;
- решение системы уравнений и вычисление значений узловых перемещений;

— определение компонентов напряженно-деформированного состояния исследуемой системы по найденным значениям узловых перемещений.

В ПК МИРАЖ автоматизированы все этапы решения задач по МКЭ, в том числе и процесс генерации расчетной сетки.

В ПК МИРАЖ включено большое количество типов конечных элементов: стержни, четырехугольные и треугольные элементы мембраны, плиты, оболочки (изотропный и ортотропный материал, многослойные конструкции), четырехугольные и треугольные элементы плиты на упругом основании; пространственные элементы в виде тетраэдра, параллелепипеда, восьмигранника общего вида; одномерный и двумерный (треугольный и четырехугольный) асимметричные элементы; специальные элементы, моделирующие связь конечной жесткости, упругую податливость между узлами; элементы, задаваемые численной матрицей жесткости.

Развитая библиотека конечных элементов, современные быстродействующие алгоритмы решения систем уравнений и определения собственных чисел практически не накладывают ограничения на тип и свойства рассчитываемого объекта и дают возможность решать задачи с большим количеством неизвестных.

ПК МИРАЖ включает модули, автоматизирующие ряд процессов проектирования: выбор невыгодных комбинаций нагрузок, унификация элементов по прочности, оптимальное армирование сечений железобетонных конструкций. Подключение новых модулей такого типа и адаптация к специальным нормам строительного и машиностроительного проектирования расширяют возможности ПК МИРАЖ в области автоматизации процессов проектирования.

Универсальность и легкая адаптация к проблеме позволяют применять ПК МИРАЖ при автоматизации проектирования различных инженерных объектов:

- строительства — покрытия и перекрытия больших пролетов, конструкции высотных зданий, подпорные стены, фундаментные массивы, каркасные конструкции промышленных цехов, отдельные элементы (колонны, ригели, фермы, панели);
- специальных сооружений — конструкции высотных башен и мачт, телескопов, магистральных трубопроводов, котлов, корпусов и отдельных фрагментов судов, летательных аппаратов, тяжелые конструкции атомной энергетики, гидротехнических сооружений.

6.2. ЛИРА-Windows (версия 5.0).

Программный комплекс для расчета и проектирования строительных и машиностроительных конструкций на персональных компьютерах в среде Windows

ПК «ЛИРА-Windows» — новая разработка из серии «ЛИРА», ориентированная на автоматизацию труда инженера и исследователя. «ЛИРА-Windows» соединяет в себе достоинства своих предшественников («ЛИРА-ЕС», «ЛИРА-СМ», «ЛИРА-ПК» и «Мираж 4.0—4.3»), а также преимущества графической среды Windows, что создает гибкое инструментальное средство при применении в проектировании и исследовании [32].

Расчетные процессоры реализуют современные концепции метода конечных элементов и суперэлементов. Расчет выполняется на статические, температурные и динамические воздействия, а также вынужденные перемещения.

Допускаются произвольные очертания рассчитываемых объектов, локальные ослабления, различные условия опирания.

Выполняются выбор невыгодных комбинаций нагрузок, унификация элементов, проектирование железобетонных и металлических конструкций.

Производится учет физической, геометрической и конструктивной нелинейности. Осуществляется расчет сооружений в процессе возведения: монтаж—демонтаж.

«ЛИР-ВИЗОР» — интуитивная графическая среда пользователя — обеспечивает единые принципы работы с конструкцией как на уровне задания исходных данных, так и на уровне анализа результатов. «ЛИР-ВИЗОР» объединяет в себе функции графических препроцессора и постпроцессора, документатора и многие другие функции:

- многооконный интерфейс. Настройка на желаемую цветовую гамму и шрифты;

- широкий набор проекционных изображений;
- большой выбор функций фрагментирования;
- многоуровневая система контекстной помощи;
- мгновенный доступ к любой информации;
- произвольные единицы измерения;
- усовершенствованные методы работы с библиотеками стандартных конструкций;

- расширенный выбор стандартных сечений для стержневых элементов;

- генератор нестандартных типов сечений стержней;
- удобные средства задания информации для расчетных сочетаний усилий;

- графическое отображение результатов расчета по конечно-элементной и суперэлементной моделям.

- анимация форм колебаний конструкций и напряженно-деформированного состояния по шагам нагружения;

- полное документирование по рассчитываемому объекту — графическая, табличная, текстовая информация, получение твердых копий;

В ПК «ЛИРА-Windows» включены расчетные постпроцессоры, реализующие проверку:

- прочности сечений по различным теориям разрушения материалов;

- устойчивости стержневых систем и оболочек.

ПК «ЛИРА-Windows» содержит постпроцессоры конструктора, которые осуществляют:

- проектирование железобетонных конструкций по I и II предельным состояниям;

- проектирование стальных конструкций;

- нагрузки и их расчетные сочетания на уровне обреза фундамента;

«ЛИРА-Windows» функционирует на IBM — совместимых персональных компьютерах с 4 Мб оперативной памяти и экраном VGA.

В восьми томах руководства пользователя [32] содержится:

- 1) инструкция по установке и работе с ПК «ЛИРА-Windows» на компьютере и описание единой графической среды «ЛИР-ВИЗОР»;

- 2) порядок работы с системой «ЛИР-АРМ-расчет» и проектирование железобетонных конструкций;

- 3) порядок работы с системой «ЛИР-СТК-расчет» и проектирование стальных конструкций;

- 4) порядок работы с системой «ЛИТЕРА», «ФУНДАМЕНТ», «УСТОЙЧИВОСТЬ», «СЕЧЕНИЕ»;

- 5) теоретические основы реализованных методов;

- 6) рекомендации по составлению расчетных схем, обучающие и контрольные примеры;

- 7) инструктивные материалы по применению суперэлементов;

- 8) технология работы с нелинейным процессором «ЛИР-СТЕП».

ПК «ЛИРА-Windows» развивается далее и по мере появления новых версий выпускаются дополнения.

Ниже рассмотрен пример расчета двухпролетной рамы мансарды на единичные воздействия по программе «ЛИРА-Windows».

На рис. 6.1 представлена расчетная схема рамы. Подробно покажем методику составления исходных данных и расета рамы.

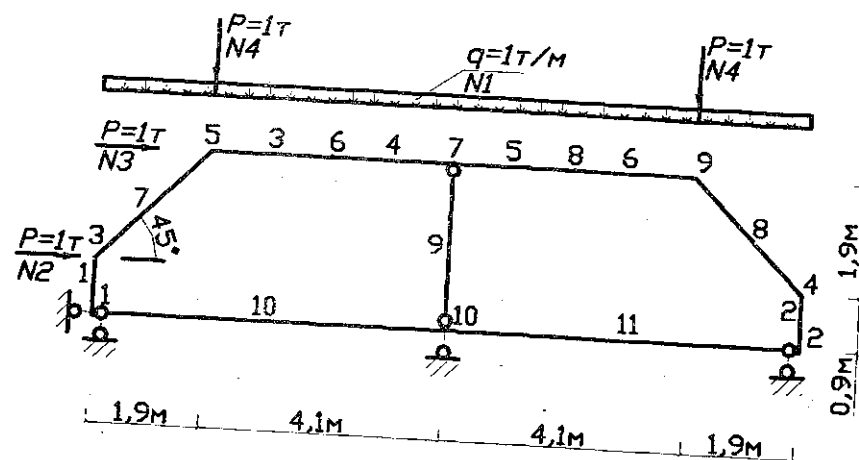


Рис. 6.1. Расчетно-геометрическая схема рамы мансарды с нумерацией узлов, стержней и нагрузок

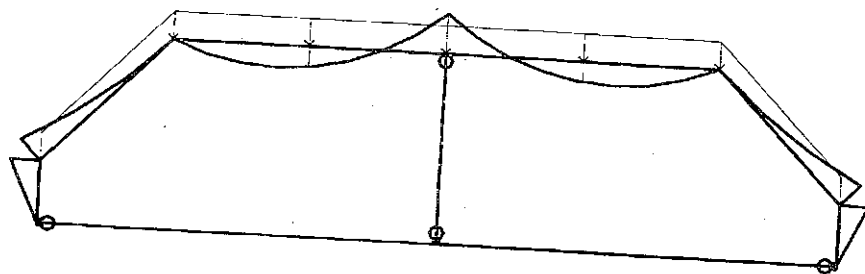


Рис. 6.2. Эпюра изгибающих моментов в раме M от равномерной нагрузки q

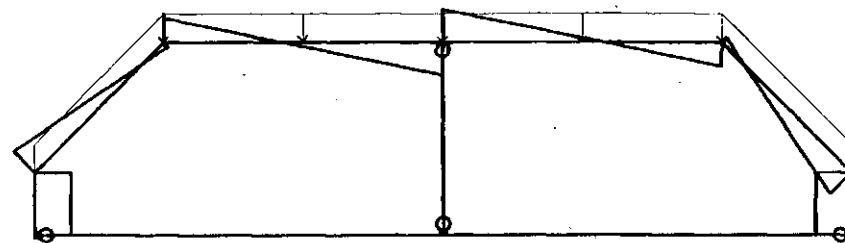


Рис. 6.3. Эпюра поперечных сил Q от нагрузки q

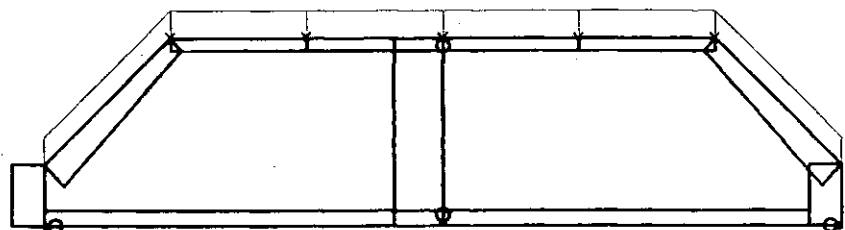


Рис. 6.4. Эпюра нормальных сил N от нагрузки q

Исходные данные

Заглавный документ. Общая информация: шифр, признак схемы, дробление элементов и т. д.

(0/1; ka2/2; 2/

28;001 100 010;/ 33; М 1 СМ 100 Т1С1/ 39;

1:Загружение 1;

2:Загружение 2;

3:Загружение 3;

4:Загружение 4.

1. Элементы. Типы конечных элементов (КЭ), жесткости и номера узлов для каждого элемента
10 1 1 3/10 1 2 4/10 1 5 6/10 1 6 7/10 1 7 8/10 1 8 9/10 1 3 5/
10 1 9 4/10 1 10 7/10 11 10/10 1 10 2/
2. Шарниры. Номера КЭ, его узла и степени свободы, по направлению которой снимается связь
9 1 5/9 2 5/10 1 5/11 2 5/
3. Набор жесткостных характеристик
1 S5 2.100E+007 10 16 0,5 0,5/
4. Три координаты каждого узла
0,000000 0,000000 0,000000 / 12,000000 0,000000 0,000000 /
0,000000 0,000000 0,900000 /12,000000 0,000000 0,900000 /
1,900000 0,000000 2,800000 /3,950000 0,000000 2,800000 /
6,000000 0,000000 2,800000 /8,050000 0,000000 2,800000 /
10,100000 0,000000 2,800000 /6,000000 0,000000 0,000000 /
5. Номера узлов и степеней свободы, по направлению которых наложены связи
1 1 3 /2 3 /10 3 /
6. Номера узлов или элементов, направление и тип нагрузки, номер нагружения
3 0 1 1 2/5 0 1 1 3/5 0 3 2 4/9 0 3 2 4/3 16 3 3 1/4 16 3 3 1/5 16 3 3 1/
6 16 3 3 1/7 16 3 3 1/8 16 3 3 1/
7. Величины нагрузок
1-10/2 1 0/3 1 0 0 0/
8. Характеристики каждого нагружения в расчетных сочетаниях
0 0 0 0 0 0 1,10 1,00 1,00 1,00/
2
0 0 0 0 0 1,20 0,35 1,00 0,90/
1 0
0 0 0 0 1,20 1,00 1,00 0,95/
2 0 0
0 0 0 0 1,20 0,35 1,00 0,90/

Результаты расчета

Единицы измерения усилий: Т_c
Единицы измерения напряжений: Т_c/М**2
Единицы измерения моментов: Т_c*М
Единицы измерения распределенных моментов: (Т_c*М)/М
Единицы измерения распределенных перерезывающих сил: Т_c/М
Единицы измерения перемещений поверхностей в элементах: М

Усилия (напряжения) в элементах									
10	1-1	1-2	2-1	2-2	3-1	3-2	4-1	4-2	5-1
	1	1	2	2	5	5	6	6	7
	3	3	4	4	6	6	7	7	8
1- Загружение 1									
N	-4,2267	-4,2267	-4,2267	-4,2267	-2,0034	-2,0034	-2,0034	-2,0034	-2,0034
M	1,8030	1,8030	-1,8030	-1,8030	-0,13147	0,92373	0,92373	-2,2235	-2,2235
Q	2,0034	2,0034	-2,0034	-2,0034	1,5397	-0,51026	-0,51026	-2,5602	2,5602
2- Загружение 2									
N	0,02621	0,02621	-0,12378	-0,12378	-0,23581	-0,23581	-0,23581	-0,23581	-0,23581
M	-0,68776	-0,68776	-0,21223	-0,21223	0,18990	0,13616	0,13616	0,08242	0,08242
Q	-0,76418	-0,76418	-0,23581	-0,23581	-0,02621	-0,02621	-0,02621	-0,02621	-0,12378
3- Загружение 3									
N	0,23511	0,23511	-0,23155	-0,23155	-0,49744	-0,49744	-0,49744	-0,49744	-0,49744
M	-0,45230	-0,45230	-0,44769	-0,44769	0,96044	0,47845	0,47845	-0,00353	-0,00353
Q	-0,50255	-0,50255	-0,49744	-0,49744	-0,23511	-0,23511	-0,23511	-0,23511	-0,23155
4- Загружение 4									
N	-0,89685	-0,89685	-0,89685	-0,89685	-0,52062	-0,52062	-0,52062	-0,52062	-0,52062
M	0,46855	0,46855	-0,46855	-0,46855	0,24629	0,03485	0,03485	-0,17659	-0,17659
Q	0,52062	0,52062	-0,52062	-0,52062	-0,10314	-0,10314	-0,10314	-0,10314	0,10314
10	5-2	6-1	6-2	7-1	7-2	8-1	8-2	9-1	9-2
	7	8	8	3	3	9	9	10	10
	8	9	9	5	5	4	4	7	7
1- Загружение 1									
N	-2,0034	-2,0034	-2,0034	-4,4054	-2,5054	-2,5054	-4,4054	-5,1205	-5,1205
M	0,92373	0,92373	-0,13147	-1,8030	-0,13147	-0,13147	-1,8030	-1,8030	-1,8030
Q	0,51026	0,51026	-1,5397	1,5721	-0,32788	0,32788	-1,5721	-1,5721	-1,5721

2- Загружение 2					
N	M	Q			
-0,23581	-0,23581	-0,23581	-0,23581	-0,14821	-0,25428
-0,17133	-0,17133	-0,42510	0,68776	0,18990	-0,21223
-0,12378	-0,12378	-0,12378	-0,18528	-0,18528	0,07921
3- Загружение 3					
N	-0,49744	-0,49744	-0,49744	0,52161	-0,51547
M	-0,47821	-0,47821	-0,95289	0,45230	-0,95289
Q	-0,23155	-0,23155	-0,23155	0,18910	0,18801
4- Загружение 4					
N	-0,52062	-0,52062	-0,52062	-1,0023	-1,0023
M	0,03485	0,03485	0,24629	-0,46855	0,24629
Q	0,10314	0,10314	0,10314	0,26604	-0,26604
10	10-1	10-2	11-1	11-2	
	I	I	10	10	
1- Загружение 1					
N	2,0034	2,0034	2,0034	2,0034	
2- Загружение 2					
N	0,23581	0,23581	0,23581	0,23581	
3- Загружение 3					
N	0,49744	0,49744	0,49744	0,49744	
4- Загружение 4					
N	0,52062	0,52062	0,52062	0,52062	

6.3. Программа ФАКОС

Программа ФАКОС предусматривает расчет сечений железобетонных элементов, работающих в условиях косо го внецентренного сжатия, растяжения, изгиба. Изгибающие моменты могут действовать как в обеих взаимно-перпендикулярных плоскостях, так и в одной плоскости. Расчет ведется по первой и второй группе предельных состояний (по прочности и по раскрытию трещин).

Основные расчетные положения и характеристики материалов приняты согласно СНиП 2.03.01—84* «Бетонные и железобетонные конструкции» [49].

Программа написана на алгоритмическом языке ФОРТРАН и отлажена на ПЭВМ типа IBM—РС.

Входная информация описывает геометрию поперечного сечения элемента, класс и характеристики материалов (бетона и стали), места расположения и диаметры (номер приоритетной группы) арматурных стержней, силовые воздействия в виде расчетных комбинаций усилий.

Ввод исходных данных производится с помощью бланков, которые высвечиваются непосредственно после запуска программы.

Составление исходных данных и результаты расчета представлены на примере расчета колонны сечением 400x400, высотой 4 м, на усилия $M_x = 25$ тм, $M_y = 5$ тм, $N = 300$ т.

Расчет выполнил:

ЭВЦ КП ППК—СМК	Расчет сечений на косое внецентренное сжатие (растяжение) или косой изгиб
-------------------	--

$PU = 1$: Признак размерности комбинаций усилий

0 — в системе СИ;

1 — в метрической системе (тм, т).

$PSO = 0$: Признак статической определимости

0 — статически неопределимая система;

1 — статически определимая система.

$PDS = 0$: Признак расчетной схемы

0 — расчет по недеформированной схеме;

1 — расчет по деформированной схеме.

$l = 4000$ (мм) Длина элемента

$l_{ox} = 4000$ (мм) Расчетные длины в пл. действия M_x

 $l_{oy} = 4000 \text{ (мм)}$ в пл. действия M_y
$$GAMH = 1,00 \text{ Коэффициент надежности по назначению}$$

(GAMH.LE.1)

 $G_s = 1,00$ Коэффициент работы арматуры

ЭВЦ КП
ППК—СМК

Ширина сечений $b = 400$ (мм) (по оси X)

Высота сечения $h = 400$ (мм) (по оси Y)

$PKP = 0$ Признак элемента

0 — колонна;

1 — подколонник.

$PK = 1$ Признак каркасов

0 — сварные каркасы,

1 — вязанные каркасы.

$Ik = 3$ Индекс класса арматуры

1 — A-I 2 — A-II,

3 — A-III 4 — A-III_a

5 — A-IV

Класс бетона по прочности на сжатие $K_b = 22,50$

Вид бетона $PR = 0$

Условия твердения $UT = 0$

Тяжелый	0
Мелкозернистый А	1
Б	2
В	3

Естественного твердения	0
Тепловая обработка	1
Автоклавная обработка	2

Режим работы $PR = 0$

Естествен. влажности	0
Водонасыщенный	1
при перемен. водонас. и высушивании	2

Влажность воздуха $BB = 0$

в пределах 40—75 %	0
ниже 40 %	1
выше 75 %	2

Приведенный коэффициент условий работы бетона $G_b = 1,00$
Комбинации усилий

1	$M_{px} = 15,00$	$M_{py} = 10,00$	$N_p = 300,00$
	$M_{kx} = 0,00$	$M_{ky} = 0,00$	$N_k = 0,00$
	$M_{lx} = 0,00$	$M_{ly} = 0,00$	$N_l = 0,00$
2	$M_{px} = 0,00$	$M_{py} = 0,00$	$N_p = 0,00$
	$M_{kx} = 0,00$	$M_{ky} = 0,00$	$N_k = 0,00$
	$M_{lx} = 0,00$	$M_{ly} = 0,00$	$N_l = 0,00$
3	$M_{px} = 0,00$	$M_{py} = 0,00$	$N_p = 0,00$
	$M_{kx} = 0,00$	$M_{ky} = 0,00$	$N_k = 0,00$
	$M_{lx} = 0,00$	$M_{ly} = 0,00$	$N_l = 0,00$
4	$M_{px} = 0,00$	$M_{py} = 0,00$	$N_p = 0,00$
	$M_{kx} = 0,00$	$M_{ky} = 0,00$	$N_k = 0,00$
	$M_{lx} = 0,00$	$M_{ly} = 0,00$	$N_l = 0,00$
5	$M_{px} = 0,00$	$M_{py} = 0,00$	$N_p = 0,00$
	$M_{kx} = 0,00$	$M_{ky} = 0,00$	$N_k = 0,00$
	$M_{lx} = 0,00$	$M_{ly} = 0,00$	$N_l = 0,00$

M_{px}, M_{py}, N_p — усилия от полной нагрузки;

M_{kx}, M_{ky}, N_k — без учета нагрузок непродолжительного действия;
 M_{lx}, M_{ly}, N_l — усилия от постоянной и длительной нагрузки.

Характеристики бетона

R_{bn} (МПа)	R_{bt} (МПа)	R_b (МПа)	R_{bt} (МПа)	G_{b2}	E_d (МПа)
16,75	1,50	13,00	0,98	0,90	28500

Характеристики арматуры

R_{sn} (МПа)	R_s (МПа)	R_{sc} (МПа)	E_s (МПа)	BA
390,0	365,0	365,0	200000	0,0

Результаты расчета:

Прочность сечения обеспечена

Расчетная комбинация усилий (косое внецентренное сжатие)

N	M_{px}	M_{py}	N_p	M_{kx}	M_{ky}	N_k
1	15,00	10,00	-300,00	0,00	0,00	0,0

$M_{внут.} = 80,47$ тсм, $M_{внеш.} = 80,43$ тсм, $GAM = 1,00$, $G_{b2} = 1$

Диаметры арматуры и их координаты в сечении

D (мм)	X (мм)	Y (мм)
25	50	100
25	350	100
25	50	300
25	350	300
25	50	50
25	350	50
25	50	350
25	350	350
20	150	50
20	150	350
20	250	50
20	250	350

6.4. Программный комплекс Микро-Fe

6.4.1. Общие положения

Микро-Fe является системой программ, основанной на методе конечных элементов, предназначенной для расчета строительных конструкций и разработанной для использования на автоматизированных рабочих местах (АРМ) под управлением операционных систем MS-DOS и UNIX

[33]. Программа отличается использованием высокоэффективных расчетных алгоритмов и удобством для пользователя. Все это позволяет инженеру выполнять необходимые расчеты непосредственно на своем рабочем месте.

Микро-Fe отвечает всем современным требованиям, предъявляемым к программам, находящимся в промышленной эксплуатации:

- эффективные возможности генерации рассчитываемой модели в интерактивном режиме;

- визуализация рассчитываемой модели и результатов расчета на мониторе, принтере или графопостроителе;

- простота модифицирования рассчитываемой модели непосредственно на экране;

- выборочный вывод результатов расчета;

- возможность связи с другими программами.

6.4.2. Возможности Микро-Fe (основной модуль)

1. Статический анализ:

- 2D-балка со сдвиговой деформацией;

- 3D-балка с кручением и сдвиговой деформацией;

- балки-стенки, плитные и оболочные элементы с 3-мя или 4-мя узлами;

- жесткое или упругое закрепление;

- нагрузки на узлы и элементы;

- температурные нагрузки для всех элементов;

- комбинации нагрузок при различных нагружениях;

- группы нагрузок для взаимоисключающих нагружений;

- расчет перемещений, усилий в сечениях или, соответственно, напряжений;

- возможность исключения растянутых пружин и сжатых прутков;

- конструктивный расчет балочных и плоскостных элементов конструкций (по нормам DIN);

- теория II порядка для расчета плоских и пространственных балочных конструкций;

2. Динамический анализ:

- расчетная модель, как при статическом анализе;

- расчет собственных частот и форм колебаний (анализ собственных значений);

- реакция на воздействие гармонических, периодических и переходных нагрузок.

3. Диалоговый режим ввода рассчитываемой модели:

- возможность генерации при помощи макроэлемента с произвольным разбиением на элементы;

- ввод, расширение, модифицирование или удаление расчетных данных с помощью табличного редактора.

4. Графическое изображение расчетной модели и результатов расчета:

- чертеж расчетной модели в плоскостном и перспективном изображении;

- изображения исходной и деформированной конструкции, а также величин усилий и деформаций в виде изолиний и значений;

- функциональные диаграммы реакций, в зависимости от времени и частоты.

5. Комбинированные элементы высокой точности: балки-стенки, плиточные и оболочные элементы формируются в Микро-Fe как гибридные элементы напряжения, и соответственно, усилия представлены квадратичной аппроксимацией, а деформации с помощью кубической аппроксимации. Это гарантирует таким образом, что напряжения и деформации определяются с одинаковой точностью.

6. Комбинации различных типов элементов: механически возможные соединения различных типов элементов;

7. Интерактивная графика:

- удобный интерактивный графический контроль конечно-элементной модели и выборочный вывод графических результатов;

- пространственное изображение конструкций 3D;

- графическое представление узлов, элементов, граничных условий и нагрузок.

8. Связь ASCII: для связи с математическим обеспечением, которым владеет пользователь, предлагается пересечение в формате ASCII.

9. Файл DXF: для связи с внешними графическими средствами математического обеспечения (например, AUTOCAD), предлагается пересечение в формате DXF.

10. Связь с CAD: для связи с наиболее распространенными программами CAD (ProCad, Dicad), предлагается вывод данных на соответствующее внешнее запоминающее устройство.

6.4.3. Методика расчета по программе Микро-Fe

Расчет производится в следующей последовательности:

1. Подготовка исходных данных:

1. Вычерчивают расчетную схему рассчитываемой конструкции.

2. Определяют координаты узлов для нерегулярных по структуре схем. Для регулярных сеток — только по углам и контрольные промежуточные узлы.

3. Подсчитывают нагрузки на узлы, балки и т. д.

4. Задают или вычисляют жесткости элементов;
5. При расчете фундаментных плит или перекрестных балок (полос) задают коэффициент постели. При расчете других сложных систем могут быть дополнительные данные.

II. Работа на компьютере после вызова программы Микро-Fe:

1. Ввод координат узлов.

Координаты определяются в прямоугольной декартовой системе координат.

Размерность расчетной схемы:

0 — плоской (координаты X и Y), стержни, балки-стенки, плиты;

1 — пространственной (координаты X , Y , Z) трехмерные балки и оболочки.

Узлы нумеруются по порядку:

В таблице: N_2 — номер узла,

X , Y , Z — координаты узлов в глобальной системе координат.

Координата Z вводится только для трехмерных балок и оболочек и других пространственных систем.

2. Ввод информации об элементах.

Определяют начальные (i) и конечные (j) номера узлов в стержнях, шарниры, материалы.

Стержни (балки) нумеруют в порядке их определения (Ij), что указывает также направление локальной системы координат элемента (r, s).

Ig — номера материала соответствует таблице свойств материала и характеристик поперечного сечения.

Тип — типовой номер элемента (1 — стержень (балка); 2 — оболочка, плита; 3 — балка-стенка; 4 — пространственная балка. Если рассчитывается одна конструкция, то назначается — 1, независимо от типа).

3. Ввод граничных условий.

Количество граничных условий — перечисляют только те узлы, на степени свободы которых накладывают ограничения.

νK и bK — начальный и конечный номера узлов, которые получают одинаковые граничные условия;

Fg — степень свободы в глобальной системе координат, которая должна быть запрещена;

$Fg = 1$ — перемещение в направлении X ;

$Fg = 2$ — перемещение в направлении Y ;

$Fg = 3$ — перемещение в направлении Z ;

$Fg = 4$ — поворот вокруг оси X ;

$Fg = 5$ — поворот вокруг оси Y ;

$Fg = 6$ — поворот вокруг оси Z .

4. Ввод информации о поперечном сечении стержней (балок и т. д.):

— площадь сечения в м^2 ;

— момент инерции в м^4 ;

— модуль упругости в кН/м^2 ;

— площадь сдвига в м^2 ;

— модуль сдвига в кН/м^2 ;

— плотность в т/м^3 .

5. Ввод характеристик материалов.

Площадь поперечного сечения и модуль упругости задаются для каждого номера поперечного сечения, ранее введенному. Материалы нумеруются по порядку: 2Д — балка, 3Д — балка-стенка (плита) оболочки, 2Д/3Д — прямоугольник, канат, ортотропная плита.

Для каждого номера материала «ортотропная плита» задается: толщина, модуль упругости, коэффициент Пуассона, по одному коэффициенту жесткости для направлений X и Y и плотность.

6. Ввод нагрузок:

а) сосредоточенные нагрузки и моменты в узлах задаются в глобальной системе координат. В таблицу вводится:

N_2 — номер строки по порядку;

νK , bK — указатель степени свободы (см. п.3.);

б) равномерно распределенные нагрузки — нагрузки на элементы задаются в глобальных и локальных координатах. Раздельно задаются сосредоточенные, внеузловые и температурные нагрузки.

Таблица ввода нагрузок устанавливает соответствие между номерами нагружаемых элементов, номерами нагружений и номерами блоков нагрузок.

Сосредоточенные внеузловые силы и моменты могут определяться только для двух и трехмерных балок.

Трапецеидальные нагрузки в направлении локальной оси S могут определяться только для двух и трехмерных балок, в направлении t — только для трехмерных балок.

В блоке нагрузок определяется вид, величина и точка приложения нагрузки.

Вводят количество блоков:

— сосредоточенных нагрузок в локальных координатах;

— сосредоточенных нагрузок в глобальных координатах;

— сосредоточенных моментов в локальных координатах;

— равномерно распределенных нагрузок в локальных координатах;

— равномерно распределенных нагрузок в глобальных координатах;

тах;

— температурных нагрузок;

— трапецеидальных нагрузок, действующих в направлении локальной оси S ;

— трапецеидальных нагрузок, действующих в направлении локальной оси t .

Вводят записи о нагрузках, различные блоки нагружения приписываются нагружаемому элементу и номерам нагружений.

7. Разбивка (генерация) конструкции на конечные элементы и получение сетки с номерами узлов и элементов.

Производится единично, полосами или блоками автоматически.
8. Статический расчет и вывод результатов.
На экране дисплея или графически в форме таблиц.
Рассмотрим методику на примере расчета металлической шпренгельной балки (рис. 6.5, 6.6, 6.7).

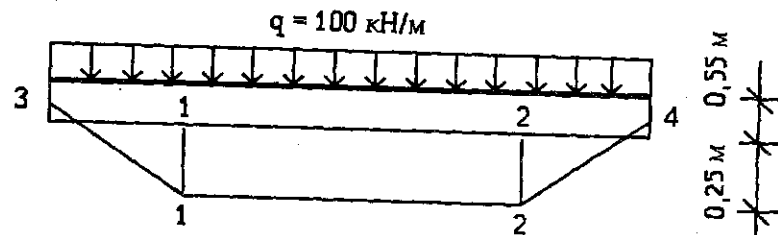


Рис. 6.5. Расчетная схема шпренгельной балки с нумерацией узлов

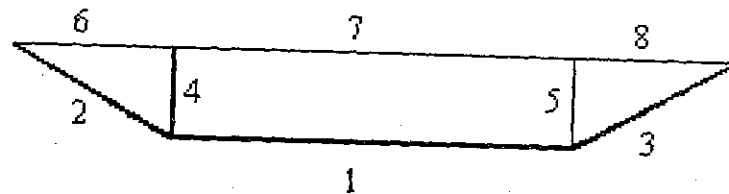


Рис. 6.6. Схема балки с номерами элементов

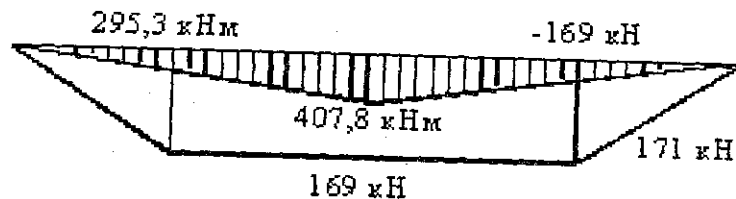


Рис. 6.7. Расчетные усилия в элементах балки

Координаты узлов

Nr	X (м)	Y (м)	Nr	X (м)	Y (м)	Nr	X (м)	Y (м)
1	1,50	0,00	3	0,00	0,25	5	1,50	0,25
2	4,50	0,00	4	6,00	0,25	6	4,50	0,25

Информация об элементах 2Д-балки

Nr	1	2	Gelli	Gelre	Mat	Nr	1	2	Gelli	Gelre	Mat
1	1	2	001	001	3	5	2	6	001	001	2
2	3	1	001	001	3	6	3	5			1
3	2	4	001	001	3	7	5	6			1
4	1	5	001	001	2	8	6	4			1

Граничные условия

Nr	νK	bK	Fg	Жесткость [кН/м], [кНм]	Nr	νK	bK	Fg	Жесткость [кН/м], [кНм]
1	3	3	1	0,00e+00	2	3	4	2	0,00e+00

Информация о поперечном сечении 2Д-балки

Nr	Площадь [м²]	Констр [м⁴]	Е-модуль [кН/м²]	Площадь сдвига [м²]	Модуль сдвига [кН/м²]	Плотность [т/м³]
1	1,30e-02	6,00e-04	2,00+08	0,00e+00	8,00e+07	0,00e+00
2	1,00e-03	1,00e-05	2,00e+08	0,00e+00	8,00e+08	0,00e+00
3	2,00e-03	1,00e-06	2,00e+08	0,00e+00	8,00e+08	0,00e+00

Нагрузки на элемент

Nr	Lf	VE	bE	Блок нагр.	Nr	Lf	νE	bE	Блок нагр.
1	1	6	8	1					

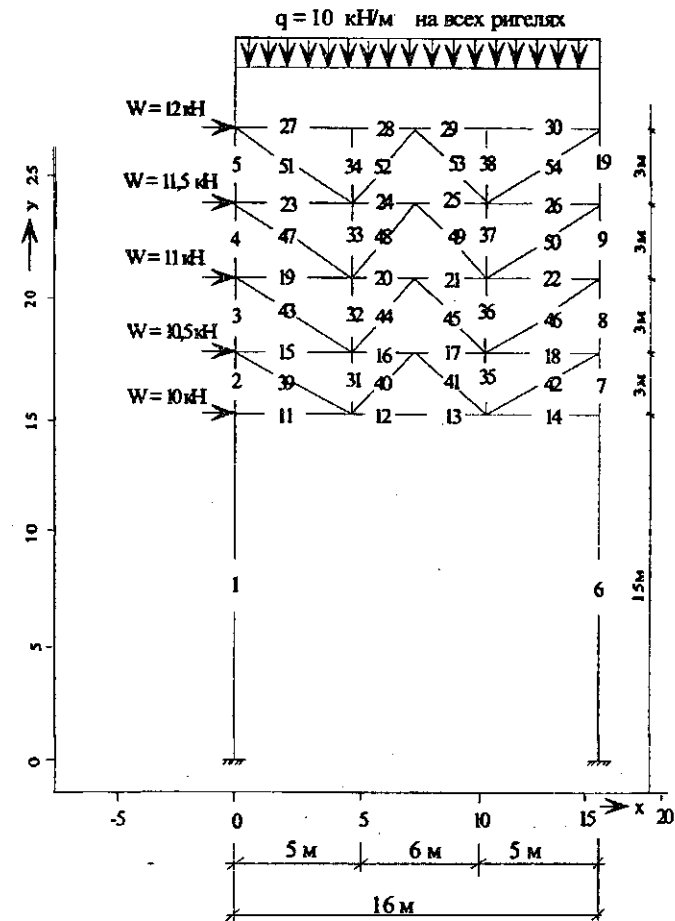
Блок нагрузок тип 1 (равномерно распределенная нагрузка — локальная)

Nr	Qr (кН)	Qs (кН)	Qt (кН)
1	0,00e+00	-1,00e+02	0,00e+00

Результаты расчета приведены в табл. 6.1.

Таблица 6.1

Элемент	Участок (м)	L_{kn}	N_r (кН)	Q_s (кН)	M_i (кНм)
1	0,00	1	168,89	0,00	-0,00
	0,75	1	168,89	0,00	-0,00
	1,50	1	168,89	0,00	-0,00
	2,25	1	168,89	0,00	-0,00
	3,00	1	168,89	0,00	-0,00
2	0,00	1	171,22	-0,00	0,00
	0,38	1	171,22	-0,00	0,00
	0,76	1	171,22	-0,00	0,00
	1,14	1	171,22	-0,00	0,00
	1,52	1	171,22	-0,00	0,00
3	0,00	1	171,22	0,00	-0,00
	0,38	1	171,22	0,00	-0,00
	0,76	1	171,22	0,00	-0,00
	1,14	1	171,22	0,00	0,00
	1,52	1	171,22	0,00	0,00
4	0,00	1	-28,15	0,00	-0,00
	0,06	1	-28,15	0,00	-0,00
	0,13	1	-28,15	0,00	-0,00
	0,19	1	-28,15	0,00	0,00
	0,25	1	-28,15	0,00	0,00
5	0,00	1	-28,15	-0,00	0,00
	0,06	1	-28,15	-0,00	0,00
	0,13	1	-28,15	-0,00	0,00
	0,19	1	-28,15	-0,00	0,00
	0,25	1	-28,15	-0,00	-0,00
6	0,00	1	-168,89	271,85	-0,00
	0,38	1	-168,89	234,35	94,91
	0,75	1	-168,89	196,85	175,76
	1,13	1	-168,89	159,35	242,55
	1,50	1	-168,89	121,85	295,28
7	0,00	1	-168,89	150,00	295,28
	0,75	1	-168,89	75,00	379,65
	1,50	1	-168,89	-0,00	407,78
	2,25	1	-168,89	-75,00	379,65
	3,00	1	-168,89	-150,00	295,28
8	0,00	1	-168,89	-121,85	295,28
	0,38	1	-168,89	-159,35	242,55
	0,75	1	-168,89	-196,85	175,76
	1,13	1	-168,89	-234,35	94,91
	1,50	1	-168,89	-271,85	0,00



Нумерация элементов

Число элементов: 54

Число узлов: 27

Рис. 6.8. Расчетная схема рамы 4-этажной надстройки над зданием

Рассмотрим еще один пример. Расчет рамы 4-этажной надстройки. Ригели жестко крепятся к пилонам. Раскосы и стойки решетки — шарнирно. Стойки-пилоны на фундаменты опираются шарнирно.

Результаты расчета рамы 4-этажной надстройки над зданием приведены в табл. 6.2.

Таблица 6.2

Поперечное усилие в 20 балках			Нагрузка					
Элемент	Участок [м]	Lkn	Вертикальная $q = 10 \text{ кН/м}$			Горизонтальная $W = 10 \text{ кН}$		
			Nr [кН]	Qs [кН]	Mt [кНм]	Nr [кН]	Qs [кН]	Mt [кНм]
1	0,00 15,00	1 1	-400,00 -400,00	-7,51 -7,51	-0,00 -112,70	73,13 73,13	27,55 27,55	0,00 413,28
2	0,00 3,00	1 1	-322,85 -322,85	-42,95 -42,95	79,86 -49,00	44,40 44,40	-14,16 -14,16	258,82 216,32
3	0,00 3,00	1 1	-234,91 -234,91	-73,46 -73,46	130,24 -90,14	24,24 24,24	-8,94 -8,94	138,92 112,09
4	0,00 3,00	1 1	150,23 150,23	76,96 76,96	87,76 -143,12	11,97 11,97	-4,97 -4,97	69,60 56,18
5	0,00 3,00	1 1	-70,51 -70,51	-54,71 -54,71	22,95 141,18	4,69 4,69	-4,23 -4,23	30,70 18,01
6	0,00 15,00	1 1	-400,00 -400,00	7,51 7,51	-0,00 112,70	-73,13 -73,13	27,45 27,45	-0,00 411,72
7	0,00 3,00	1 1	-322,85 -322,85	42,95 42,95	-79,86 49,00	43,64 -43,64	-13,0 -13,0	255,06 216,05
8	0,00 3,00	1 1	-234,91 -234,91	73,46 73,46	-130,24 90,14	-23,25 -23,25	-7,95 -7,95	136,26 112,40
9	0,00 3,00	1 1	-150,23 -150,23	76,96 76,96	-87,76 143,12	-10,97 -10,97	-3,82 -3,82	67,89 56,43
10	0,00 3,00	1 1	-70,51 -70,51	54,71 54,71	-22,95 141,18	-3,95 -3,95	-3,81 -3,81	29,56 18,13
11	0,00 5,00	1 1	35,44 35,44	77,15 27,15	-192,56 68,17	31,72 31,72	-28,73 -28,73	154,46 10,81
12	0,00 3,00	1 1	65,78 65,78	30,00 0,00	68,17 113,17	-4,56 -4,56	-3,34 -3,34	10,81 0,79
13	0,00 3,00	1 1	65,78 65,78	0,00 30,00	113,17 68,17	-4,56 -4,56	-3,34 -3,34	0,79 -9,23
14	0,00 5,00	1 1	35,44 35,44	-27,15 -27,15	68,17 -192,56	-40,45 -40,45	-29,49 -29,49	-9,23 156,67
15	0,00 5,00	1 1	7,48 7,48	74,13 24,13	-179,24 66,42	-2,97 -2,97	-12,50 -12,50	77,41 14,89
16	0,00 3,00	1 1	35,71 35,71	22,69 -7,31	66,42 89,48	-28,91 -28,91	-4,97 -4,97	14,89 -0,03
17	0,00 3,00	1 1	35,71 35,71	7,31 -22,69	89,48 66,42	18,82 18,82	-4,29 -4,29	-0,03 -12,89
18	0,00 5,001	1 1	7,48 7,48	-24,13 -24,13	66,42 -179,24	-6,63 -6,63	-13,38 -13,38	-12,89 -79,78
19	0,001 5,001	1 1	-14,72 -14,72	73,75 23,25	-177,91 65,81	-5,59 -5,59	-6,34 -6,34	42,49 10,80
20	0,001 3,001	1 1	11,26 11,26	19,99 -10,01	65,84 80,80	-21,80 -21,80	-3,68 -3,68	10,80 -0,24
21	0,001 3,001	1 1	11,26 11,26	10,01 -19,99	80,80 65,84	11,07 11,07	-2,93 -2,93	0,24 -9,03
22	0,00 5,00	1 1	-14,72 -14,72	-23,75 -73,75	65,84 -177,91	-4,51 -4,51	-7,10 -7,10	-9,03 -44,52
23	0,00 5,00	1 1	-36,46 -36,46	71,19 21,19	166,06 64,91	-5,30 -5,30	-3,42 -3,42	25,49 8,38
24	0,00 3,00	1 1	-15,70 -15,70	18,23 -11,77	64,91 74,60	-15,75 -15,75	-2,93 -2,93	8,38 -0,42

Продолжение табл. 6.2

Поперечное усилие в 20 балках			Нагрузка					
Элемент	Участок [м]	Lkn	Вертикальная $q = 10 \text{ кН/м}$			Горизонтальная $W = 10 \text{ кН}$		
			Nr [кН]	Qs [кН]	Mt [кНм]	Nr [кН]	Qs [кН]	Mt [кНм]
25	0,00 3,00	1 1	-15,70 -15,70	11,77 -18,23	74,60 64,91	4,52 4,52	-2,19 -2,19	0,42 -7,00
26	0,00 5,00	1 1	-36,46 -36,46	21,19 -71,19	64,91 -166,06	-5,07 -5,07	-3,97 -3,97	-7,00 -26,87
27	0,00 5,00	1 1	-63,39 -63,29	65,30 15,30	-141,18 60,30	-11,52 -11,52	-1,86 -1,86	18,01 8,71
28	0,00 3,00	1 1	-63,39 -63,39	17,92 -12,08	60,30 69,06	-11,52 11,52	-3,11 -3,11	8,71 -0,62
29	0,00 3,00	1 1	-63,39 -63,39	12,08 -17,92	69,06 60,30	0,60 0,60	-2,47 -2,47	-0,62 -8,04
30	0,00 5,00	1 1	-63,39 -63,39	-15,30 65,30	60,30 -141,18	0,60 0,60	-2,02 -2,02	-8,04 -18,13
31	0,00 3,00	1 1	-3,65 -3,65	0,00 0,00	-0,00 0,00	9,52 9,52	0,00 0,00	0,00 0,00
32	0,00 3,00	1 1	-6,01 -6,01	0,00 0,00	0,00 0,00	6,92 6,92	-0,00 -0,00	0,00 -0,00
33	0,00 3,00	1 1	-6,53 -6,53	-0,00 -0,00	-0,00 0,00	3,68 3,68	-0,00 -0,00	0,00 0,00
34	0,00 3,00	1 1	-2,62 -2,62	-0,00 -0,00	0,00 -0,00	1,25 1,25	-0,00 -0,00	0,00 0,00
35	0,00 3,00	1 1	-3,65 -3,65	0,00 0,00	-0,00 0,00	-8,95 -8,95	-0,00 0,00	-0,00 0,00
36	0,00 3,00	1 1	-6,01 -6,01	0,00 0,00	-0,00 0,00	-6,42 -6,42	-0,00 -0,00	-0,00 -0,00
37	0,00 3,00	1 1	-6,53 -6,53	0,00 0,00	-0,00 0,00	-3,12 -3,12	0,00 0,00	-0,00 0,00
38	0,00 3,00	1 1	-2,62 -2,62	0,00 0,00	-0,00 0,00	-0,46 -0,46	0,00 0,00	0,00 -0,00
39	0,00 5,83	1 1	26,85 26,85	0,00 0,00	-0,00 -0,00	-14,87 -14,87	0,00 0,00	0,00 -0,00
40	0,00 4,24	1 1	-10,34 -10,34	-0,00 -0,00	0,00 0,00	33,27 33,27	0,00 0,00	0,00 0,00
41	0,00 4,24	1 1	-10,34 -10,34	0,00 0,00	-0,00 -0,00	-34,24 -34,24	0,00 0,00	-0,00 0,00
42	0,00 5,83	1 1	26,85 26,85	-0,00 0,00	0,00 0,00	13,62 13,62	0,00 -0,00	0,00 -0,00
43	0,00 5,83	1 1	21,24 21,24	0,00 0,00	0,00 -0,00	-11,52 -11,52	0,00 0,00	0,00 0,00
44	0,00 4,24	1 1	-14,16 -14,16	-0,00 0,00	-0,00 -0,00	22,71 22,71	-0,00 -0,00	0,00 -0,00
45	0,00 4,24	1 1	-14,16 -14,16	0,00 0,00	0,00 0,00	-23,78 -23,78	0,00 0,00	0,00 0,00
46	0,00 5,83	1 1	21,24 21,24	-0,00 0,00	-0,00 0,00	10,08 10,08	0,00 0,00	0,00 -0,00
47	0,00 5,83	1 1	16,57 16,57	0,00 0,00	-0,00 -0,00	-7,52 -7,52	0,00 -0,00	0,00 -0,00
48	0,00 4,24	1 1	-16,64 -16,64	0,00 0,00	0,00 -0,00	13,81 13,81	0,00 0,00	0,00 -0,00

Поперечное усилие в 20 балках			Нагрузка					
Элемент	Участок [м]	Lkn	Вертикальная $q = 10 \text{ кН/м}$			Горизонтальная $W = 10 \text{ кН}$		
			N_r [кН]	Q_s [кН]	M_l [кНм]	N_r [кН]	Q_s [кН]	M_l [кНм]
49	0,00	1	-16,64	0,00	-0,00	-14,86	0,00	-0,00
	4,24	1	-16,64	0,00	-0,00	-14,86	0,00	-0,00
50	0,00	1	16,57	0,00	-0,00	5,92	-0,00	0,00
	5,83	1	16,57	0,00	0,00	5,92	-0,00	0,00
51	0,00	1	10,13	0,00	0,00	-5,49	0,00	0,00
	5,83	1	10,13	0,00	-0,00	-5,49	0,00	0,00
52	0,00	1	-17,08	0,00	-0,00	8,12	0,00	0,00
	4,24	1	-17,08	0,00	0,00	8,12	0,00	0,00
53	0,00	1	-17,08	-0,00	0,00	9,02	-0,00	-0,00
	4,24	1	-17,08	-0,00	-0,00	9,02	-0,00	-0,00
54	0,00	1	10,13	-0,00	-0,00	3,75	0,00	-0,00
	5,83	1	10,13	-0,00	0,00	3,75	0,00	0,00

7. ПРИМЕРЫ РАСЧЕТОВ ЭКСПЛУАТИРУЕМЫХ И УСИЛИВАЕМЫХ КОНСТРУКЦИЙ

В этом разделе приведены примеры поверочных расчетов несущих конструкций здания, которые часто встречаются при выполнении практических занятий, курсового и дипломного проектирования.

7.1. Расчеты стен и фундаментов кирпичного здания

7.1.1. Проверка несущей способности центрально сжатой внутренней несущей стены

Толщина стены в 1,5 кирпича ($d = 38 \text{ см}$), высота стены $H = 3 \text{ м}$ (рис. 7.1). Предполагаемая после реконструкции нагрузка $N = 600 \text{ кН}$. Кирпичная стена выполнена из сплошного глиняного кирпича пластического формирования марки 75 на растворе М25. Дефектов в кладке при обследовании не обнаружено.

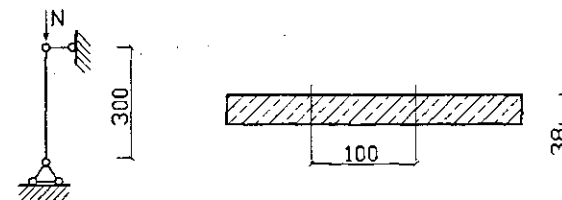


Рис. 7.1. Расчетная схема и сечение стены

Согласно СНиП [48] расчетное сопротивление кладки $R = 11 \text{ кг/см}^2$, упругая характеристика кладки $\alpha = 1000$.

Расчетная площадь 1 погонного метра сечения стены:

$$A_c = 38 \cdot 100 = 3800 \text{ см}^2.$$

Определяем гибкость стены и коэффициент продольного изгиба φ

$$\lambda = H/d = 300/38 = 7,9, \quad \text{по табл. 18 [48]} \quad \varphi = 0,92,$$

поскольку толщина стены $d = 38 \text{ см} > 30 \text{ см}$, то коэффициент, учитывающий влияние длительной нагрузки $m_g = 1$ [48].

Расчетная несущая способность 1 п.м. стены:

$$N_{cc} = \varphi \cdot m_g \cdot R \cdot A = 0,92 \cdot 11 \cdot 3800 = 38500 \text{ кг} = 385 \text{ кН} < 600 \text{ кН}.$$

Сравним расчетную несущую способность 1 п.м. стены и предполагаемую нагрузку:

$$385 \text{ кН} < 600 \text{ кН}.$$

Очевидно, что несущая способность стены недостаточна. Ее необходимо усилить до надстройки здания.

7.1.2. Расчет простенка производственного здания

Для расчета воспользуемся табл. 1.14 и рис. 7.2.

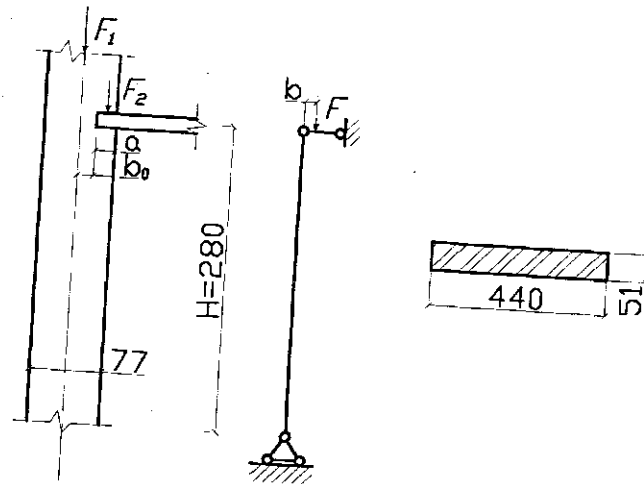


Рис. 7.2. Расчетная схема и сечение простенка

На сечение простенка 1-го этажа производственного здания передается от стен длиной 6 м суммарная нагрузка $F = 2679,1$ кН. Она включает вышележащую нагрузку от второго этажа $F = 2371,9$ кН, массу кирпичной стены 1-го этажа — 166 кН, массу перегородок — 26,5 кН и нагрузку от перекрытия 1-го этажа — 114,7 кН. Нагрузка от перекрытия и расположенных на нем перегородок $F_2 = 1147 + 26,5 = 141,2$ кН передается на кирпичную кладку через панели перекрытия относительно оси стены с эксцентриситетом e_0 , равным:

$e_0 = d_{ст}/2 - a/3 = 77/2 - 4 = 33,5$ см,
где $d_{ст}$ — толщина стены; a — глубина опирания панели перекрытия ($a = 12$ см), и создает изгибающий момент M :

$$M = F_2 \cdot e_0 = 14120 \cdot 33,5 = 473020 \text{ кг см} = 47,3 \text{ кНм}.$$

Нагрузка на простенок от вышележащих этажей и массы простенка 1-го этажа равна:

$$F_1 = 2371,9 + 166 = 2537,9 \text{ кН}.$$

Сила F_1 приложена по центру тяжести сечения без эксцентриситета. Суммарная нагрузка F на простенок 1-го этажа равна:

$$F = F_1 + F_2 = 2537,9 + 141,2 = 2679,1 \text{ кН}.$$

Приведенный эксцентриситет e от суммарной нагрузки будет равен:

$$e = M/F = 473020 / 267910 = 1,77 \text{ см}.$$

Проверяем сечение простенка на суммарную нагрузку $F = 2679,1$ кН с приведенным эксцентриситетом $e = 1,77$ см.

Высота этажа 3 м, расстояние между перекрытиями $H = 2,8$ м. Размеры сечения широкого простенка 1-го этажа 440x77 см. Кладка из глиняного кирпича М100 на растворе М25.

По [48] табл. 2 расчетное сопротивление кладки $R = 17$ кг/см², по табл. 15 упругая характеристика кладки $\alpha = 1000$.

Расчетная площадь сечения простенка A равна:

$$A = l \cdot d = 440 \cdot 77 = 33880 \text{ см}^2,$$

где l — длина простенка; d — толщина стены.

Гибкость λ определим по формуле:

$$\lambda = H/d = 280/77 = 3,64;$$

по табл. 18 [48] коэффициент продольного изгиба $\varphi = 0,97$.

Определяем площадь сжатой части сечения A_c :

$$A_c = A (1 - 2e_0/d) = 33880 (1 - 2 \cdot 1,77/77) = 32322 \text{ см}^2.$$

Гибкость сжатой части прямоугольного сечения λ_{hc} :

$$\lambda_{hc} = H/h_c = 280/73,46 = 3,8,$$

где h_c — высота сжатой зоны сечения стены, определяемая по формуле:

$$h_c = d - 2e_0 = 77 - 2 \cdot 1,77 = 73,46 \text{ см};$$

по табл. 18 [48]: $\varphi_c = 1,0$; $\varphi_1 = (\varphi + \varphi_c)/2 = (0,97 + 1,0)/2 = 0,985$.

Коэффициент ω для прямоугольного сечения вычисляются по формуле:

$$\omega = 1 + e_0/d = 1 + 1,77/77 = 1,023.$$

Несущая способность простенка определяется по формуле:

$$N_{cc} = m_g \cdot \varphi_1 \cdot R \cdot A_c \cdot \omega,$$

$$N_{cc} = 1 \cdot 0,985 \cdot 17 \cdot 32322 \cdot 1,023 = 553680 \text{ кг} = 5536,8 \text{ кН},$$

при $d > 30$ см по п. 4.7 [48] коэффициент условий работы $m_g = 1$.

$$5536,8 \text{ кН} > 2679,1 \text{ кН}.$$

Как видно, несущая способность простенка меньше расчетной нагрузки. Следовательно, сечение простенка проходит на прочность.

На практике в жилых и гражданских зданиях ширина простенка меньше и может быть 51, 64, см и т. д., но методика расчета аналогичная. Если ширина простенка меньше толщины стены, например $38 < 51$ см, то необходимо проверять это сечение еще и в плоскости стены на центральное сжатие, при этом расчетная высота простенка будет равна высоте оконного проема.

7.1.3. Определение несущей способности кирпичного столба

Размер кирпичного столба в плане 0,51x0,51 м, высота $H = 2,8$ м. Столб воспринимает внецентренное сжатие с эксцентриситетом $e_0 = 5$ см. Кладка из глиняного кирпича на М100 на растворе М25.

Согласно СНиП [48] расчетное сопротивление $R = 17$ кг/см², упругая характеристика $\alpha = 1000$.

Площадь сечения столба A_c :

$$A_c = b \cdot d = 51 \cdot 51 = 2601 \text{ см}^2,$$

где b и d — длина и ширина сечения столба соответственно.

Определяем гибкость столба λ и коэффициент продольного изгиба φ для всего сечения:

$$\lambda = H/d = 280/51 = 5,49; \text{ по табл. 18 [48] } \varphi = 0,98.$$

Определяем площадь сжатой части сечения A_c при эксцентриситете $e_0 = 5$ см:

$$A_c = A (1 - 2e_0/h) = 2601 (1 - 2 \cdot 5/51) = 2091 \text{ см}^2.$$

Гибкость сжатой части сечения λ_{hc} :

$\lambda_{hc} = H/h_c = 280/41 = 6,83$,
 где h_c — высота сжатой зоны сечения, определяемая по формуле:
 $h_c = h - 2e_0 = 51 - 2 \cdot 5 = 41$ см,
 $\varphi_c = 0,94$, $\varphi_1 = (\varphi + \varphi_c) / 2 = (0,98 + 0,94) / 2 = 0,96$.

Коэффициент ω для прямоугольного сечения вычисляются по формуле:
 $\omega = 1 + e_0 / h \leq 1,45$,
 $\omega = 1 + 5 / 51 = 1,1$.

Несущая способность столба N_{cc} определяется по формуле:

$$N_{cc} = m_g \cdot \varphi_1 \cdot R \cdot A_c \cdot \omega,$$

$$N_{cc} = 1 \cdot 0,96 \cdot 17 \cdot 2091 \cdot 1,1 = 37303 \text{ кг} = 373 \text{ кН}.$$

7.1.4. Расчет стены подвала кирпичного здания

Стена толщиной в три кирпича ($d = 77$ см) и высотой $H = 2,8$ м выполнена из глиняного кирпича М100 на растворе М25. Расчетная высота стены подвала H от уровня бетонного пола до потолка равна высоте грунта за стеной H_2 , т.е. $H = H_2 = 2,65$ м. Расчетная нагрузка на 1 м стены подвала $F_1 = 985$ кН (рис. 7.3).

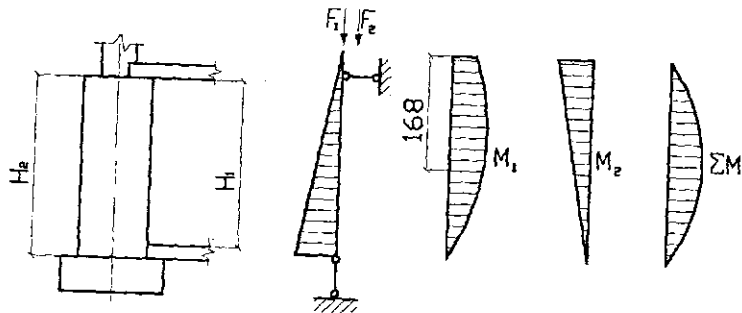


Рис. 7.3. Расчетная схема стены подвала и эпюра моментов

Расчетная нагрузка от опирающегося на стену перекрытия над подвалом $F_2 = 13,26$ кН (без временной нагрузки). Она приложена с эксцентриситетом e_2 по отношению к стене подвала:

$$e_2 = 38,5 - 1/3 \cdot 12,0 = 34,5 \text{ см}.$$

Объемная масса грунта в насыщенном состоянии за стеной подвала $\gamma = 1600 \text{ кг/м}^3 = 16 \text{ кН/м}^3$. Расчетный угол внутреннего трения грунта $\varphi = 38^\circ$.

Выше планировочного уровня грунта возможна нагрузка на поверхности $p = 10 \text{ кН/м}^2$. Приведенная толщина грунта эквивалентная этой поверхностной нагрузке определяется по формуле:

$$h_{экр} = p / \gamma = 10 / 16 = 0,625 \text{ м}.$$

Коэффициент перегрузки для временной нагрузки n_2 равен коэффициенту объемной массы грунта n_1 :

$$n_2 = n_1 = 1,2.$$

На стенку подвала со стороны грунта оказывается давление по трапециевидальной эпюре. Верхняя и нижние ординаты эпюры бокового давления грунта на 1 п.м стены подвала определяются по формулам:

$$q_1 = n_1 \cdot \gamma \cdot h_{экр} \cdot \text{tg}^2(45^\circ - \varphi/2) = 1,2 \cdot 16 \cdot 0,625 \cdot \text{tg}^2(45^\circ - 38/2) = 2,86 \text{ кН/м};$$

$$q_2 = n_2 \cdot \gamma \cdot (n_1 \cdot h_{экр} / n_2 + H_2) \cdot \text{tg}^2(45^\circ - \varphi/2) =$$

$$= 1,2 \cdot 16 \cdot (1,2 \cdot 0,625 / 1,2 + 2,65) \cdot 0,238 = 14,97 \text{ кН/м}.$$

Определяем максимальный изгибающий момент M_2 от давления грунта в сечении стены 1—1 на расстоянии $Y = 0,6H_1 = 0,6 \cdot 2,8 = 1,68$ м от верха стены подвала до расчетного сечения 1—1:

$$M_1 = (0,056 q_1 + 0,064 q_2) H^2 = (0,056 \cdot 2,86 + 0,064 \cdot 14,97) \cdot 2,65^2 = 7,85 \text{ кНм}.$$

Определяем изгибающий момент в этом же сечении от внецентренного приложения нагрузки от перекрытия, который изгибает стенку в другом направлении. Момент M_2 определяем на высоте $H_1 = 1,68$ м.

$$M_2 = k F_2 e_2 = 0,4 \cdot 13,26 \cdot 0,345 = 1,85 \text{ кНм},$$

где k находим из подобия треугольников эпюры моментов:

$$k = (H_1 - Y) / H_1 = (2,8 - 1,68) / 2,8 = 0,4.$$

Суммарный изгибающий момент в расчетном сечении:

$$\Sigma M = M_1 + M_2 = 7,85 - 1,85 = 6 \text{ кНм}.$$

Прочность стены подвала проверяем на внецентренное сжатие с эксцентриситетом. Случайный эксцентриситет не учитываем, так как стена подвала толщиной 77 см больше, чем толщина стены 1-го этажа, и больше 25 см.

$$e_0 = \Sigma M / N = 6 / 985 = 0,006 \text{ м} = 0,6 \text{ см}.$$

Расчетная несущая способность стены N_{cc} определяется по формуле:

$$N_{cc} = m_g \varphi_1 R A (1 - 2e_0 / h) \omega,$$

где $m_g = 1$ при $d = 77 \text{ см} > 30 \text{ см}$; $R = 13 \text{ кг/см}^2$ (при кирпиче М100 на растворе М25); $A = 77 \cdot 100 = 7700 \text{ см}^2$; $\omega = 1 + e_0 / h = 1 + 0,6 / 77 = 1,008$; $\varphi_1 = (\varphi + \varphi_c) / 2$.

Коэффициент продольного изгиба φ определяем по гибкости λ_h :

$$\lambda_h = H / h = 265 / 77 = 3,44$$

и упругой характеристике кладки 1000 ($\varphi = 1$ [48]). Высота сжатой зоны h_c и гибкость условной стенки λ_{hc} определяются по формулам:

$$h_c = h - 2e_0 = 77 - 2 \cdot 0,6 = 75,8 \text{ см},$$

$$\lambda_{hc} = H / h_c = 265 / 75,8 = 3,5.$$

Коэффициент продольного изгиба $\varphi_c = 1$, следовательно:

$$\varphi_1 = (1 + 1) / 2 = 1.$$

Расчетная несущая способность стены N_{cc} равна:

$$N_{cc} = 1 \cdot 1 \cdot 13 \cdot 7700 \cdot (1 - 2 \cdot 0,6 / 77) \cdot 1,008 = 993,28 \text{ кг} = 993,0 \text{ кН}.$$

Таким образом, несущая способность стены подвала достаточна для восприятия полной расчетной нагрузки $F = 985$ кН.

7.1.5. Определение несущей способности фундамента под стену подвала

Расчетное сопротивление грунта $R = 2 \text{ кг/см}^2$. Ширина подошвы фундамента $b = 1$ м. Определим несущую способность 1 пог. м фундамента (рис. 7.4). Считаем, что фундамент шарнирно опирается на основание и работает на центральное сжатие, тогда его несущая способность N_ϕ при площади подошвы 1 пог. м фундамента $A_\phi = 100 \times 100 = 10000 \text{ см}^2$ равна:

$$N_{\phi} = A \cdot R = 10000 \cdot 2 = 20000 \text{ кг} = 200 \text{ кН.}$$

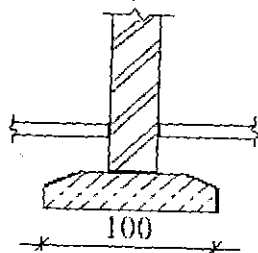


Рис. 7.4. Сечение фундамента

Эта нагрузка N_{ϕ} включает также массу фундамента и грунта, лежащего на его обрезах. Необходимо подсчитать эту массу и вычесть из несущей способности, тогда получится предельная возможная нагрузка от стены подвала. Если расчетная нагрузка выше, необходимо усиление фундамента, например, расширением его с двух сторон.

7.2. Расчеты металлических конструкций

Пример 1. Две металлические стойки, объединенные связями, высотой 6 м изготовлены из двутавров № 27а по ГОСТ 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. 7.5).

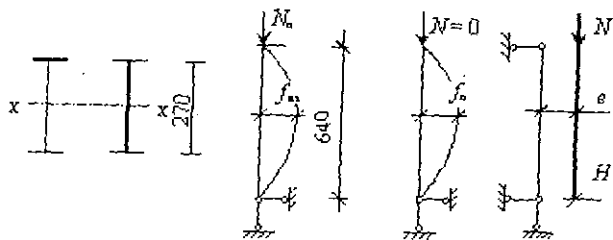


Рис. 7.5. Расчетные схемы и сечения стоек

Расчетное сопротивление материала 200 МПа. Расчетная нагрузка на одну стойку $F_1 = 460 \text{ кН}$.

Обследование показало, что имеется искривление стойки до стрелки $f_{из} = 5 \text{ см}$ и равномерный по поперечному сечению коррозионный износ с глубиной проникновения коррозии $\Delta^* = 2 \text{ мм}$.

Расчетную площадь поперечного сечения при равномерном коррозионном износе A_{ef} определяем по формуле:

$$A_{ef} = (1 - K_{SA} \cdot \Delta^*) A_0,$$

$$A_{ef} = (1 - 4,2 (10,5 + 13,7) \cdot 2) \cdot 60 = 40,17 \text{ см}^2.$$

где A_0 — 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:

$$W_{ef} = (1 - K_{SW} \cdot \Delta^*) W_0.$$

$$W_{ef} = (1 - 0,22 \cdot 2) 509 = 285 \text{ см}^3.$$

где W_0 — момент сопротивления сечения без учета коррозионных повреждений; K_{SW} — коэффициент изменения момента сопротивления вследствие коррозионного износа (по табл. 1, прил. 4 [30] $K_{SW} = 0,22$).

Приведенное значение радиуса инерции i_{ef} :

$$i_{ef} = \sqrt{W_{ef} \cdot h / 2 / A_{ef}} = \sqrt{285 \cdot 13,5 / 40,17} = 9,79 \text{ см}.$$

Вычисляем условную гибкость λ :

$$\lambda = (H / i_{ef}) \sqrt{R / E},$$

$$\lambda = (600 / 9,79) \sqrt{200 / 2,1 \cdot 10^5} = 1,89.$$

где H — расчетная высота стойки; R — расчетное сопротивление стали; E — модуль упругости стали ($E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ МПа}$).

Напряжения σ_1 в стойке:

$$\sigma_1 = F / A_{ef} = 460 / 40,17 = 11,45 \text{ кН/см}^2 = 114,5 \text{ МПа}.$$

Коэффициент ψ_0 :

$$\psi_0 = 1 - 0,1 \lambda^2 \sigma_1 / R = 1 - 0,1 \cdot 1,89^2 \cdot 114,5 / 200 = 0,795.$$

Стрелку искривления стержня в незагруженном состоянии f_0 определим по формуле:

$$f_0 = \psi_0 \cdot f_{из} = 0,795 \cdot 5 = 3,98 \text{ см}.$$

Относительный эксцентриситет m_f :

$$m_f = f_0 \cdot A_{ef} / W_{ef} = 3,98 \cdot 40,17 / 285 = 0,56.$$

Коэффициент влияния формы сечения η :

$$\eta = (1,75 - 0,1 \cdot m_f) - 0,02 (5 - m_f) \cdot \lambda$$

$$\eta = (1,75 - 0,1 \cdot 0,56) - 0,02 (5 - 0,56) \cdot 1,89 = 1,52.$$

Коэффициент перехода K от стрелки искривления к эквивалентному эксцентриситету определяем по формуле:

$$K = 0,82 + 0,1 \sqrt{3 \cdot m_f / \lambda};$$

$$K = 0,82 + 0,1 \sqrt{1,52 \cdot 0,56 / 1,89} = 0,75,$$

откуда приведенный эксцентриситет m_{ef} :

$$m_{ef} = K \cdot \eta \cdot m_f = 0,75 \cdot 1,52 \cdot 0,56 = 0,64.$$

По табл. 74 [50] при $\lambda = 1,89$ и $m_{ef} = 0,64$ имеем коэффициент внецентренного сжатия $\phi_{вн} = 0,604$.

Напряжения в колонне σ с учетом коррозии и искривления:

$$\sigma = F / \phi_{вн} \cdot A_{ef} = 460 / 0,604 \cdot 40,17 = 18,96 \text{ кН/см}^2 = 189,6 \text{ МПа} > 200 \cdot 0,9 = 180 \text{ МПа}.$$

Следовательно, стойка перенапряжена, и ее необходимо усилить.

Пример 2. Опорный раскос стропильной фермы выполнен из двух уголков 125х8 из стали с расчетным сопротивлением 240 МПа. Расчетная длина стержня $l_x = l_y = 2,4 \text{ м}$ (рис. 7.6). Требуется определить, выдержит ли этот стержень расчетное усилие $N = 600 \text{ кН}$. По сортаменту уголок

125х8 имеет следующие характеристики: площадь сечения $A = 19,7 \text{ м}^2$, момент инерции $I_x = 294 \text{ см}^4$ и радиус инерции $i_x = 3,87 \text{ см}$.

Определим гибкость стержня λ_x :

$$\lambda_x = l_x / i_x = 240 / 3,87 = 62,02$$

где l_x — расчетная длина раскоса.

При этой гибкости коэффициент продольного изгиба $\varphi = 0,8$ [50].

Напряжение в стержне σ :

$$\sigma = N / \varphi A = 600 / 0,8 \cdot 39,4 = 17,07 \text{ кН/см}^2 \approx 171 \text{ МПа}.$$

$$171 \text{ МПа} < 240 \text{ МПа}.$$

Напряжение в стержне меньше расчетного сопротивления. Следовательно, опорный раскос неонапряжен.

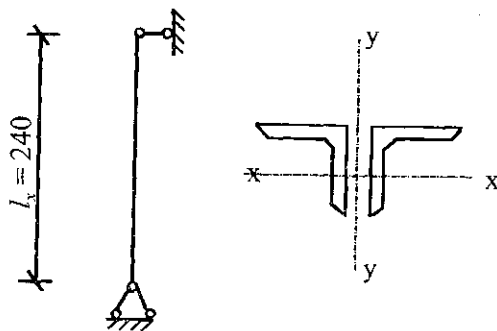


Рис. 7.6. Расчетная схема и сечения раскоса

Пример 3. Балка рабочей площадки составного двутаврового сечения из полок 300х20 мм и стенки 1200х10 мм. Она изготовлена из стали с расчетным сопротивлением $R = 210 \text{ МПа}$. Расчетный пролет балки 12 м (рис. 7.7).

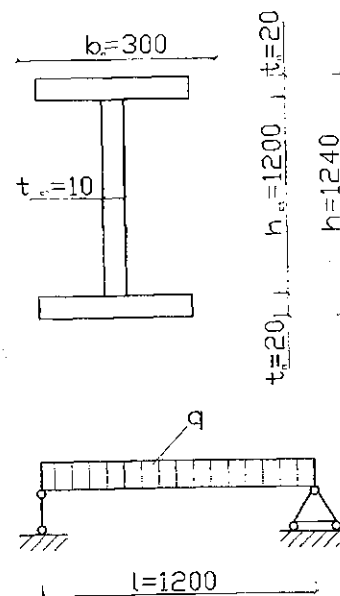


Рис. 7.7. Расчетная схема и сечение балки

Расчетная нагрузка 150 кН/м.
Геометрические характеристики сечения:

Площадь балки A :

$$A = 2 b_n t_n + h_{st} \cdot t_{st}$$

$$A = 2 \cdot 30 \cdot 2 + 120 \cdot 1 = 240 \text{ см}^2.$$

Момент инерции:

$$I_x = 2 \cdot b_n \cdot t_n^3 / 12 + 2 \cdot b_n \cdot t_n \cdot (h/2)^2 + t_{st} \cdot h_{st}^3 / 12;$$

$$I_x = 2 \cdot 30 \cdot 2^3 / 12 + 2 \cdot 30 \cdot 2 \cdot 61^2 + 1 \cdot 120^3 / 12 = 590000 \text{ см}^4.$$

Момент сопротивления W_x :

$$W_x = 2I_x / h = 590000 / 62 = 9518 \text{ см}^3.$$

Расчетный момент в середине балки $M_{\max}$:

$$M_{\max} = q l^2 / 8 = 150 \cdot 12^2 / 8 = 2700 \text{ кНм}.$$

Напряжение в крайних волокнах балки σ :

$$\sigma = M_{\max} / W_x = 270000 / 9518 = 28,4 \text{ кН/см}^2 = 284 \text{ МПа}$$

$$284 \text{ МПа} > 210 \text{ МПа}.$$

Балка не проходит на прочность и требуется ее усиление.

7.3. Расчеты деревянных конструкций

Пример 1. Проверим сечение стропил из брусков 10х15 см под черепичную кровлю здания, расположенного в г. Москве. Угол наклона крыши $\alpha = 27^\circ$, расстояние между стропилами $a = 1,3 \text{ м}$, расчетный пролет $l = 4,4 \text{ м}$, древесина — сосна 1-го сорта с $R = 14 \text{ МПа}$ (рис. 7.8). Расчетная нагрузка от собственной массы кровли и снегового покрова q_1 определяется по формуле:

$$q_1 = (\gamma_1 \cdot q^H \cdot \cos \alpha + \gamma_2 \cdot p^H \cdot \cos^2 \alpha) \cdot a,$$

Нормативная и расчетная нагрузки на 1 пог. м стропил:

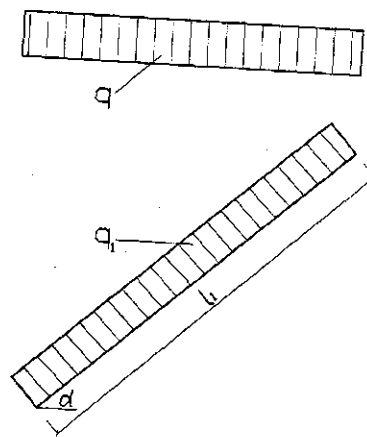
$$q^H = (62 \cdot 0,89 + 94 \cdot 0,89^2) \cdot 1,3 = 168 \text{ кг/м} = 1,68 \text{ кН/м};$$

$$q_1 = (1,1 \cdot 62 \cdot 0,89 + 1,4 \cdot 94 \cdot 0,89^2) \cdot 1,3 = 214 \text{ кг/м}^2 = 2,14 \text{ кН/м}.$$

Расчетный изгибающий момент M находим по формуле:

$$M = 0,125 q_1 l^2$$

$$M = 0,125 \cdot 2,14 \cdot 4,4^2 = 5,2 \text{ кНм}.$$



где q^H — масса 1 м² кровли (черепица — 45 кг/м², обрешетка 7 кг/м² и стропильная нога 10 кг/м²), всего 62 кг/м²; γ_i — коэффициенты перегрузки ($\gamma_1 = 1,1$; $\gamma_2 = 1,4$); p^H — нормативная снеговая нагрузка на 1 м² горизонтальной проекции крыши (при $\alpha = 27^\circ$, $c = 0,94$, $p^H = 0,94 \cdot 100 = 94$ кг/м²); a — расстояние между осями стропил ($a = 1,3$ м); α — угол наклона крыши ($\alpha = 27^\circ$, $\cos \alpha = 0,89$).

Рис. 7.8. Расчетная схема стропил

Моменты сопротивления W и инерции I сечения стропил определяем по формулам:

$$W = b \cdot h^2 / 6 = 10 \cdot 15^2 / 6 = 375 \text{ см}^3;$$

$$I = b \cdot h^3 / 12 = 10 \cdot 15^3 / 12 = 2812 \text{ см}^4.$$

Напряжения σ в сечениях стропил:

$$\sigma = M / W = 52000 / 375 = 138,7 \text{ кг/см}^2 = 13,9 \text{ МПа};$$

13,9 МПа < 14 МПа.

Величина прогиба от нормативных нагрузок:

$$f = 5q_1^H \cdot l^4 / 384 E \cdot I = 5 \cdot 1,68 \cdot 440^4 / 384 \cdot 1 \cdot 10^5 \cdot 2812 = 2,91 \text{ см};$$

$$f/l = 2,91 / 440 = 1/151; 1/151 > 1/200.$$

Стропила по второму предельному состоянию (по деформациям) не проходят, необходимо их усиление.

Пример 2. Проверим сечение балки междуэтажного перекрытия при расчетной нагрузке на 1 м балки $q = 3,87$ кН/м и сечении балки из бруса 8х24 см (рис. 7.9).

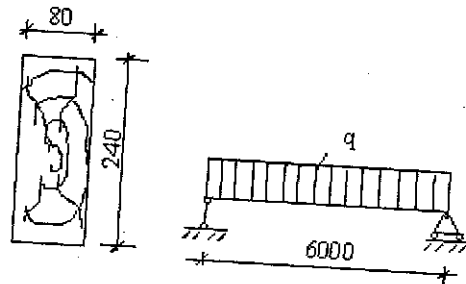


Рис. 7.9. Расчетная схема и сечение балки
Пролет балки 6 м. Древесина — сосна 2-го сорта с $R = 13$ МПа.
Геометрические характеристики сечения бруса:

$$W = b \cdot h^2 / 6 = 8 \cdot 24^2 / 6 = 768 \text{ см}^3;$$

$$I = b \cdot h^3 / 12 = 8 \cdot 24^3 / 12 = 9216 \text{ см}^4.$$

Определим максимальный изгибающий момент M :

$$M = 0,125 \cdot q \cdot l^2 = 0,125 \cdot 3,87 \cdot 6^2 = 17,42 \text{ кНм}.$$

Напряжения в балке σ определим по формуле:

$$\sigma = M / W;$$

$$\sigma = 174200 / 768 = 226,8 \text{ кг/см}^2 = 22,68 \text{ МПа};$$

$$22,68 \text{ МПа} > 13 \text{ МПа}.$$

Сечение балки не проходит. Необходимо ее усиление.

7.4. Определение расчетных усилий в элементах 4-этажной надстройки над зданием

В рассматриваемом примере принято: расчетная равномерно-распределенная нагрузка на перекрытие с учетом собственного веса, массы перегородки и временной нагрузки $q_p^0 = 8$ кН/м². Шаг рам $B = 3$ м. Высота этажа $H_{\text{эт}} = 3$ м. Ветровая нагрузка для III района (г. Волгоград) $q_v = 38$ кг/м² = 0,38 кН/м², коэффициент увеличения скоростного напора $K_{15} = 1,125$ (на высоте $h = 15$ м), коэффициент перегрузки $\gamma = 1,4$, сумма активного и пассивного давлений на раму при рассмотрении сил W в узлах рамы (в уровне перекрытий) принимается с коэффициентом $c = 0,8 + 0,6 = 1,4$.

Погонные расчетные нагрузки:

— равномерная вертикальная по ригелям рамы:

$$q_p = q_p^0 \cdot B = 8 \cdot 3 = 24 \text{ кН/м}^2;$$

— горизонтальная от ветра в уровне нижнего перекрытия:

$$W = K_{15} \cdot \gamma \cdot c \cdot q_v \cdot B \cdot H_{\text{эт}} = 1,125 \cdot 1,4 \cdot 1,4 \cdot 0,38 \cdot 3 \cdot 3 = 7,6 \text{ кН}.$$

Обычно раму рассчитывают отдельно на каждый вид загрузки, а затем полученные на ЭВМ усилия в элементах умножают на действительные расчетные нагрузки.

По программе Микро-Fe рассчитана 4-этажная рама каркаса надстройки над существующим зданием (рис. 6.4). Рама рассчитана на два нагружения:

- 1) на равномерную вертикальную нагрузку на ригели $\bar{q}_0 = 10$ кН/м;
- 2) на горизонтальные сосредоточенные силы от ветра $W_1 = 10$ кН, $W_2 = 10,5$ кН и т. д., приложенные к колонне в уровне ригелей слева.

Ветровая нагрузка может быть направлена также и справа налево, поэтому в табл. 7.1 значения взяты со знаками «±». Суммировать нужно усилия от действительной нагрузки: вертикальной и горизонтальной. Усилия от горизонтальной нагрузки брать со знаком «+» или «-». Сумма должна быть наихудшей для элемента.

При точном расчете реального здания необходимо учесть ветровую нагрузку, действующую на колонну ниже ригелей, а вертикальную нагруз-

ку на ригели представить в виде двух: постоянной и временной. Временная нагрузка может быть в каких-то пролетах или не быть. Поэтому находят худшее сочетание, рассматривая несколько вариантов приложения временной нагрузки.

Таблица 7.1

Расчетные усилия в сечениях колонн, ригеля и решетки

№№ стержней	Усилия	Усилия от нагрузок				Суммарные усилия
		От вертикальной на ригели		От горизонтальной на колонну		
		$\bar{q}_0 = 10 \text{ кН/м}$	$q_p = 24 \text{ кН/м}$	$\bar{W}_0 = 10 \text{ кН}$	$W_p = 7,6 \text{ кН}$	
1	M	-112,7	-270,5	±413,3	±314,1	-584,6
	N	-400	-960	±73,1	±55,6	-1015,6
	Q	-7,51	-18,1	±27,6	±21	-39,1
2	M	80	192	±259	±196,9	388,9; -4,9
	N	-323	-775,2	±44,4	±33,8	-809
	Q	-43	-103,2	±14,2	±10,8	-114
11	M	-193	-463,2	±155	±117,8	-581
	N	35,4	85	±31,7	±24,1	109,1
	Q	77,2	185,3	±28,7	±21,8	207,1
31	M	0	0	0	0	0
	N	-3,7	-8,9	±9,5	±7,2	-16,1
	Q	0	0	0	0	0
39	M	0	0	0	0	0
	N	26,9	64,6	±14,9	±11,3	75,9
	Q	0	0	0	0	0

7.5. Усиление ленточного фундамента

Усиление ленточных фундаментов может осуществляться различными способами: наращиванием сечения, устройством выносных свай или столбов с передачей на них части нагрузки, подведением свай под существующие фундаменты и т. д. Косвенным усилением является также укрепление грунтов основания под фундаментами; инъецированием цементного раствора (цементация), силиката натрия и хлористого кальция (силикатизация), карбамидной смолы с отвердителем (смолизация), горячих газов (термический способ).

Одним из способов усиления ленточных фундаментов является расширение их с двух сторон прибетонированием железобетонных полос (рис. 7.10). Для того, чтобы эти новые участки фундамента включились в работу, над ними вводят траверсы — двухконсольные балки, заделанные на мелкозернистом бетоне в кирпичные стены. Предварительно над существующим фундаментом в стенах пробивают отверстия, обычно с шагом

$l \approx 1,5 \text{ м}$, через которые заводят траверсы. Их выполняют из спаренных швеллеров или двутавров и после бетонирования полос также обетонируют, чтобы они не корродировали.

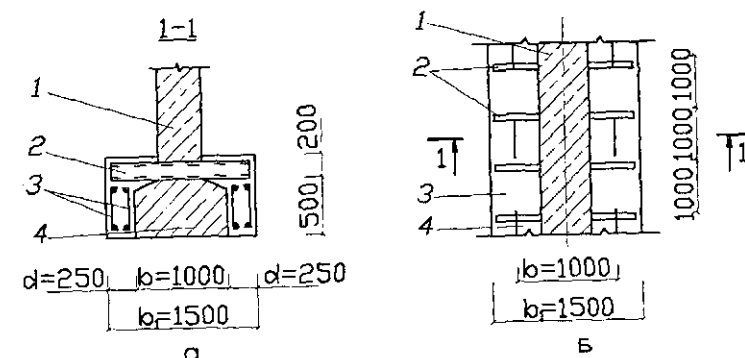


Рис. 7.10. Усиление ленточного фундамента: а — сечение 1—1; б — фрагмент плана усиленного фундамента; 1 — кирпичная стена; 2 — траверса из двух швеллеров; 3 — каркасы дополнительных фундаментных полос из бетона; 4 — существующий фундамент

Рассмотрим пример. Пусть ширина b существующего фундамента 100 см, расчетное сопротивление грунта $R = 2 \text{ кг/см}^2$, шаг траверс 1 м. После усиления фундамент должен воспринимать нагрузку $F = 300 \text{ кН/м}$.

Поскольку фундамент ленточный рассчитываем участок фундамента длиной $l = 100 \text{ см}$.

Требуемая ширина подошвы фундамента равна:

$$b_1 = F_l / l \cdot R = 30000 / 100 \cdot 2 = 150 \text{ см}.$$

Ширина полос обетонировки d фундамента с каждой стороны:

$$d = 0,5(b_1 - b) = 0,5(150 - 100) = 25 \text{ см}$$

Нагрузка, воспринимаемая фундаментом от реактивного давления грунта $\sigma_{\text{гр}} = R_{\text{гр}} = 2 \text{ кг/см}^2$ на ширину $d = 25 \text{ см}$ и длину $l = 100 \text{ см}$ равна:

$$F_d = \sigma_{\text{гр}} \cdot d \cdot l = 2 \cdot 25 \cdot 100 = 5000 \text{ кг} = 50 \text{ кН}.$$

Эта нагрузка будет восприниматься каждой консолью траверсы и вызывать в ней изгибающий момент:

$$M_d = F_d \cdot l = 5000 \cdot 62,5 = 312500 \text{ кгсм} = 31,25 \text{ кНм}.$$

Принимаем сечение траверсы из двух швеллеров. Требуемый момент сопротивления $W_{\text{тр}}$ равен:

$$W_{\text{тр}} = M_d / R = 312500 / 2350 = 133 \text{ см}^3,$$

где R — расчетное сопротивление стали ВСтЗпс, принятое по [50].

Принимаем траверсу из двух швеллеров 14:

$$2W_x = 2 \cdot 70,2 = 140,4 > 133 \text{ см}^3.$$

Новые полосы фундамента шириной d работают как неразрезные железобетонные балки. Они воспринимают реактивное давление грунта и опираются сверху в траверсы.

Расчетный момент в этих балках равен:

$$M = q_{гр} \cdot l^2 / 12 = 50 \cdot 100^2 / 12 = 41700 \text{ кгсм} = 417 \text{ кНм},$$

где $q_{гр} = \sigma_{гр} \cdot d = 2 \cdot 25 = 50 \text{ кг/см}$.

Задаем высоту фундамента 50 см и защитный слой бетона до рабочей арматуры 70 мм, арматуру $\varnothing 10 \text{ АIII}$. Имеем рабочую высоту сечения балок $h_0 = 50 - 7 - 0,5 = 42,5 \text{ см}$.

Требуемое сечение арматуры кл. АIII при $R_a = 3750 \text{ кг/см}^2$ [49]:

$$A_a = M / 0,8 h_0 \cdot R_a = 41700 / 0,8 \cdot 42 \cdot 3750 = 0,33 \text{ см}^2.$$

По конструктивным соображениям при $d \geq 150 \text{ мм}$ принимаем два каркаса с верхней и нижней арматурой из $\varnothing 8 \text{ АIII}$, поперечные стержни арматуры из $\varnothing 6 \text{ AI}$ с шагом 250 мм.

7.6. Усиление кирпичного простенка

Существуют разные варианты усиления простенков, столбов и колонн здания. Чаще применяемые — это обоймы металлические, армированные и железобетонные. Проще всего выполнить обойму из уголков с последующим оштукатуриванием по сетке. Для этого отбивают штукатурку, устанавливают вертикальные уголки по углам простенка и соединяют их горизонтальными полосами. При ширине простенка больше полутора его толщины ($b > 1,5h$) длинные полосы стягивают через кладку тяжами из арматуры $\varnothing 10 \text{ AI}$. Затем зачеканивают все щели цементным раствором, обвязывают простенок сетками и штукатурят.

Рассмотрим методику расчета усиления простенка на примере. Пусть простенок имеет ширину $b = 90 \text{ см}$ и толщину $h = 51 \text{ см}$ (рис. 7.11). Высота этажа 2,8 м. Кирпичная кладка из глиняного кирпича пластического прессования марки 75 на растворе М25 с упругой характеристикой кладки $\alpha = 1000$ и расчетным сопротивлением $R = 11 \text{ кг/см}^2$ [48]. На простенок передается расчетная нагрузка 476 кН с эксцентриситетом $e_0 = 5 \text{ см}$.

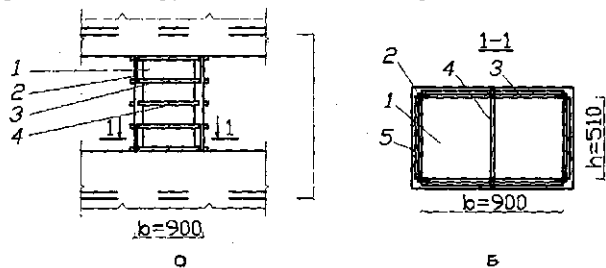


Рис. 7.11. Усиление кирпичного простенка: а — вид на простенок; б — сечение 1—1; 1 — кирпичный простенок; 2 — уголки металлической обоймы; 3 — полосы; 4 — тяж из арматуры; 5 — штукатурка по сетке

Усиливаем простенок обоймой из 4-х уголков $50 \times 50 \times 5$ с площадью сечения $A'_s = 4 \cdot 4,8 = 19,2 \text{ см}^2$ и полосами 50×8 с площадью сечения $A_s = 5 \cdot 0,8 = 4 \text{ см}^2$. Полосы располагаем по высоте с шагом $S = 35 \text{ см}$. Расчетное сопротивление металла полос $R_{sw} = 1500 \text{ кг/см}^2$, а уголков в зависимости от схемы передачи нагрузки на уголки и с уголков на стену: без передачи 430 кг/см^2 , с односторонней передачей 1300 кг/см^2 , с двухсторонней передачей (уголки непосредственно воспринимают нагрузку и передают ее вниз) 1900 кг/см^2 .

Приведенные ниже формулы и значения коэффициентов взяты из СНиП [48].

Несущая способность простенка после усиления уголками определяется по формуле:

$$N \leq \varphi \varphi [m_g \cdot m_k \cdot R + \eta \cdot 2,5 \mu \cdot R_{sw} / (1 + 2,5 \mu)] [4 + R_{sc} \cdot A'_s],$$

где φ и η — коэффициенты, зависящие от эксцентриситета e_0 и высоты сечения простенка h ;

$$\varphi = 1 - 2e_0 / h = 1 - 2 \cdot 5 / 51 = 0,804;$$

$$\eta = 1 - 4e_0 / h = 1 - 4 \cdot 5 / 51 = 0,608;$$

$\varphi = 0,5(\varphi_1 + \varphi_2)$ — средний коэффициент продольного изгиба всего простенка и сжатой части простенка, зависящие соответственно от гибкостей λ_1 и λ_2 ;

$$\lambda_1 = H / h = 280 / 51 = 5,5; \quad \varphi_1 = 0,99;$$

$$\lambda_2 = H / h_c = 280 / 41 = 6,83; \quad \varphi_2 = 0,97;$$

$$\text{Здесь } h_c = h - 2e_0 = 51 - 2 \cdot 5 = 41 \text{ см},$$

$$\text{откуда } \varphi = 0,5(0,99 + 0,97) = 0,98.$$

$m_k = 0,7$ при наличии трещин в кладке. Если они отсутствуют, то

$$m_k = 1;$$

$$m_g = 1 \text{ при } h \geq 30 \text{ см}.$$

A — площадь сечения усиливаемой кладки,

$$A = b \cdot h = 90 \cdot 51 = 4590 \text{ см}^2;$$

μ — процент армирования кладки поперечными полосами,

$$\mu = 2A_s(h+b)100 / h \cdot b \cdot s = 2 \cdot 4(90+51)100 / 90 \cdot 51 \cdot 35 = 0,7\%.$$

Несущая способность усиленного металлической обоймой простенка при $R_{sc} = 430 \text{ кг/см}^2$ равна:

$$N = 0,804 \cdot 0,98 [1 \cdot 0,7 \cdot 11 + 0,608 \cdot 2,5 \cdot 0,7 \cdot 1500 / (1 + 2,5 \cdot 0,7)100] \times 4590 + 49,2 \cdot 430 = 57247 \text{ кг} = 572 > 476 \text{ кН}$$

Как видно, несущая способность простенка после усиления выше, чем расчетная нагрузка.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Аронов Р.И. Испытание сооружений. М., 1974. 187 с.
2. Бойко М.Д. Техническая эксплуатация зданий и сооружений: Альбом. Л., 1980. 104 с.
3. Бойко М.Д. Диагностика повреждений и методы восстановления эксплуатационных качеств зданий. Л., 1985. 335 с.
4. Гараган Б.А. Усиление строительных конструкций эксплуатируемых зданий и сооружений. Волгоград, 1986. 86 с.
5. Гильман Я.Д., Гильман Е.Д. Усиление и восстановление зданий на лессовых просадочных грунтах. М., 1989. 160 с.
6. Горохов Е.В. и др. Долговечность стальных конструкций в условиях реконструкции. М.: Стройиздат, 1994. 484 с.
7. Григоренко А.Г. и др. Технический контроль при эксплуатации подкрановых сооружений. М., 1977. 272 с.
8. Гуськов И.М. Эксплуатация деревянных конструкций и методы устранения их дефектов: Учеб. пособие. М., 1982. 106 с.
9. Гуськов И.М. Эксплуатация деревянных конструкций: Учеб. пособие. М., 1982. 101 с.
10. Диттрих Х. Повышение надежности конструкций зданий при их модернизации. М. М.: Стройиздат, 1993. 78 с.
11. Ильин И.А. Последствия огневого воздействия на железобетонные конструкции. М., 1979. 168 с.
12. Калинин А.А. Металлический каркас одноэтажного производственного здания: Метод. указ. к курсовому проекту. Волгоград, 1981. 20 с.
13. Калинин А.А. Усиление стальных балок междуэтажного перекрытия: Метод. указ. Волгоград, 1987. 24 с.
14. Калинин А.А. Предварительное напряжение и усиление конструкций зданий и сооружений. Волгоград, 1994. 79 с.
15. Кисин А.И. Повышение долговечности металлических конструкций промышленных зданий. М., 1984. 415 с.
16. Ковальчук Л.И. и др. Деревянные конструкции в строительстве. М.: Стройиздат, 1995. 246 с.
17. Комиссарчик Р.Г. Методы технического обследования ремонтируемых зданий. М., 1975. 89 с.
18. Кудинин Ю.И. Некоторые особенности работы сварных подкрановых балок: Автореф. дис. канд. техн. наук. М., 1970.
19. Кутуков В.П. Реконструкция зданий. М.: Высш. шк., 1981. 263 с.
20. Лащенко М.Н. Повышение надежности металлических конструкций зданий и сооружений при реконструкции. Л., 1987. 136 с.
21. Михеев И.И. Усиление конструкций промышленных зданий. Киев, 1969. 192 с.
22. Металлические конструкции. Техническая эксплуатация / Под ред. М.М. Сахановского. Киев, 1976. 256 с.
23. Онуфриев Н.М. Усиление железобетонных промышленных зданий и сооружений. Л.; М., 1965. 159 с.
24. Порывай Г.А. Техническая эксплуатация зданий. М., 1982. 321 с.
25. Порывай Г.А. Предупреждение преждевременного износа зданий. М.: Стройиздат, 1979. 284 с.
26. Предупреждение деформаций и аварий зданий и сооружений. Киев, 1984. 120 с.
27. Причины аварий стальных конструкций. М., 1968. 206 с.
28. Почтовик Г.Я. и др. Методы и средства испытания строительных конструкций. М., 1973. 158 с.
29. Пособие по проектированию деревянных конструкций. М., 1986. 215 с.
30. Пособие по проектированию усиления стальных конструкций: К СНиП 11-23-81*. М., 1989. 159 с.
31. Программный комплекс «Мираж»: Руководство пользователя. Киев, 1994.
32. Программный комплекс «Jlira-Windows»: Руководство пользователя. Киев, 1996.
33. Программный комплекс «Микро-Fe». М., 1997.
34. Ребров И.С. Усиление стержневых металлических конструкций. Л., 1988. 288 с.
35. Реконструкция зданий и сооружений / Под ред. А.Л. Шагина. М.: Высш. шк., 1991. 362 с.
36. Реконструкция промышленных зданий и сооружений. М., 1988. 133 с.
37. Реконструкция промышленных предприятий: Справочник строителя. Т. 1. М., 1990. 589 с.
38. Ремонт и эксплуатация жилых зданий: Справочное пособие / Под ред. Л. Хишкин. М.: Стройиздат, 1992. 365 с.
39. Рекомендации по усилению каменных конструкций зданий и сооружений ЦНИИСК им. Кучеренко. М., 1984.
40. Рекомендации по усилению железобетонных конструкций зданий и сооружений / Харьковский ПромстройНИИпроект. Харьков, 1985.
41. Рибички Р. Повреждения и дефекты строительных конструкций. М., 1982. 432 с.
42. Руководство по обеспечению долговечности железобетонных конструкций предприятий черной металлургии при их реконструкции и восстановлении. М., 1982. 112 с.
43. Руководство по обследованию сварных стальных конструкций, выполненных из кипящей углеродистой стали, и разработке мероприятий, предупреждающих их хрупкое разрушение / ЦНИИПроектстальконструкция. М., 1979. 24 с.
44. Руководство по усилению элементов конструкций с применением сварки / ЦНИИПроектстальконструкция. М., 1979. 15 с.
45. Современные методы обследования зданий. М., 1972. 81 с.
46. Соколов В.К. Основные методы и принципы реконструкции жилых зданий. М., 1969. 232 с.
47. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия. М., 1986. 36 с.
48. СНиП II-21-81. Каменные и армокаменные конструкции. М., 1983. 40 с.
49. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции. М., 1995. 79 с.
50. СНиП II-23-81*. Стальные конструкции. М., 1982. 93 с.
51. СНиП II-2585. Деревянные конструкции. М., 1982. 31 с.
52. СНиП 2.02.01-83. Основания зданий и сооружений. М., 1985. 65 с.
53. СНиП 3.02.01-83. Основания и фундаменты. М., 1983.
54. СНиП 2.01.01-82. Строительная климатология и геофизика. М., 1983. 1136 с.
55. СНиП 2.03.11-85. Защита строительных конструкций от коррозии. М., 1986. 45 с.
56. СНиП 2.02.05-87. Фундаменты машин с динамическими нагрузками. М., 1988. 32 с.
57. СНиП 2.02.02-85. Свайные фундаменты. М., 1986. 48 с.
58. СНиП II-9-78. Инженерные изыскания для строительства: Основные положения. М., 1979.
59. СНиП III-4-80. Техника безопасности в строительстве. М., 1981.
60. СНиП 2.01.02-85. Противопожарные нормы. М., 1986. 16 с.
61. СНиП II.3-79*. Строительная теплотехника. М.: Стройиздат, 1995. 29 с.
62. СНиП 2.08.01-89. Жилые здания. М.: Стройиздат, 1989. 16 с.
63. Сотников С.П. и др. Проектирование и возведение фундаментов вблизи существующих сооружений. М., 1986. 43 с.

64. Степанов Г.П., Калинин А.А. О путях повышения полезной высоты эксплуатируемых цехов. Надежность и долговечность эксплуатируемых конструкций. Волгоград, 1974. С. 125 — 127.
65. Техническое обслуживание и ремонт зданий и сооружений: Справочное пособие / Под ред. М.Д. Бойко. М.: Стройиздат, 1993. 208 с.
66. Трофимов В.И., Каминский А.М. Легкие металлические конструкции зданий и сооружений, М., 1997. 592 с.
67. Хлевчук В.Р. и др. Огнестойкость металлических конструкций зданий. М., 1973. 96 с.
68. Хоменко В.П. и др. Защита строительных конструкций от коррозии. Киев, 1971. 142 с.
69. Швец В.Б. и др. Усиление и реконструкция фундаментов. М., 1985. 204 с.
70. Шимановский В.Н. и др. Предварительно-напряженные конструкции, напрягаемые методом упругого деформирования отдельных элементов // Изв. Вузов. Строительство и архитектура. 1986. № 10. С. 12—16.
71. Шкинеев А.Н. Аварии в строительстве. М., 1984. 319 с.
72. Шнелле Г. Надежность несущих строительных конструкций. М.: Стройиздат, 1994. 288 с.
73. Патент № 1286703 на изобретение «Способ предварительного напряжения металлической балки двутаврового профиля» / Калинин А.А. // Заявка № 3696086, 1993.
74. А.с. 751934 СССР, кл. Е 04 С 3/00. Способ натяжения затяжки несущей конструкции и устройство для его осуществления / Калинин А.А. и др. // БИ. 1980. № 28.
75. А.с. 1539295 СССР, кл. Е 04 С 23/02. Способ усиления балочных элементов / Калинин А.А. // БИ. 1990. № 4.
76. А.с. 968250 СССР, кл. Е 04 С 3/10. Устройство для натяжения затяжки шпренгеля несущей конструкции / Калинин А.А. и др. // БИ. 1982. № 39.
77. А.с. 1206414 СССР, кл. Е 04 Г 23/02. Способ усиления рамной конструкции / Калинин А.А. // БИ. 1986. № 3.
78. А.с. 1170096 СССР, кл. Е 04 Г 23/02. Способ усиления несущей балочной конструкции / Калинин А.А. // БИ. 1985. № 28.
79. А.с. 1117385 к. Е 04 С 3/10. Шпренгельная конструкция / Калинин А.А. и др. // БИ. 1984. № 37.
80. А.с. 1622552 кл. Е 04 С 3/10. Шпренгельная конструкция / Калинин А.А. // БИ. 1991. № 3.
81. А.с. 1067167 кл. Е 04 С 3/08. Шпренгельная несущая конструкция / Калинин А.А. и др. // БИ. 1984. № 2.
82. А.с. 1502750 кл. Е 04 С 3/10. Способ предварительного напряжения рамы металлического каркаса / Калинин А.А. // БИ. 1989. № 31.
83. А.с. 1631141 кл. Е 04 В 1/18. Способ напряжения п-образной рамы каркаса / Калинин А.А. // БИ. 1991. № 8.
84. А.с. 1057653 кл. Е 04 С 3/08. Способ создания предварительного напряжения в несущей строительной конструкции / Калинин А.А. // БИ. 1983. № 44.
85. А.с. 1178869 кл. Е 04 С 5/16. Устройство для соединения концов напрягаемой арматуры / Калинин А.А. // БИ. 1985. № 34.
86. А.с. 1222784 кл. Е 04 С 3/10. Устройство для предварительного напряжения балочных элементов с затяжками на выносных упорах / Калинин А.А. // БИ. 1986. № 13.
87. А.с. 1730382 кл. Е 04 С 3/10. Узел соединения предварительно-напряженной балки с колонной / Калинин А.А. // БИ. 1992. № 16.
88. А.с. 1467147 кл. Е 04 В 1/35. Способ возведения предварительно напряженной рамы каркасного здания / Калинин А.А. // БИ. 1989. № 11.
89. А.с. 1636542 кл. Е 04 С 3/10. Способ предварительного напряжения несущей конструкции и узел соединения с колонной / Калинин А.А. // БИ. 1988. № 14.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ **о техническом состоянии конструкций здания** **по ул. Рабоче-Крестьянской, 127 г. Волгограда**

8 августа 1996 г.

Комиссия в составе: председателя доцента ВолгГАСА Иванова И.И., членов комиссии: главного инженера Петрова П.П., инженера Сидорова С.С., утвержденная (назначенная) решением директора предприятия, в период с 10 по 30 июля 1996 г. произвела обследование здания и отмечает следующее:

Техническая документация на объект отсутствует.

Архитектурно-конструктивное решение объекта

Здание двухэтажное, без подвала с размерами в плане 10,2х34,4 м, доведенной постройки, восстановленное в первые послевоенные годы. Высота этажей 3,3 м, чердака — 2,8 м.

Фундаменты — бутобетонные ленточные толщиной 90 см. Глубина заложения 1,5 м.

Наружные и внутренние стены выполнены из глиняного кирпича М100 на растворе М25. Толщина стен 510, 640 и 770 мм.

Междуэтажное и чердачное перекрытия — деревянные (балки, дощатые настилы), оштукатуренные по дражке.

Лестницы из сборных железобетонных ступеней по стальным косоурам из швеллера № 16. Лестничные площадки — монолитные железобетонные, толщиной 14 см.

Перекрытия под просмами арочные и рядовые кирпичные.

Крыша — четырехскатная, с висячими стропилами из бревен диаметром 180—250 мм.

Кровля из кровельной листовой стали по дощатой обрешетке.

Перегородки деревянные, оштукатуренные с двух сторон по дражке.

Характеристика среды

Воздушная среда нормальная. Агрессивные воздействия на конструкцию отсутствуют. Помещения здания используют как служебные комнаты и архивы.

Дефекты конструкций

Фундаменты имеют трещины, выщелачивание раствора. Отсутствует горизонтальная гидроизоляция.

В кирпичных наружных стенах 2-го этажа между осями 1—3 имеются наклонные трещины шириной до 2 мм и длиной до 400 мм, трещины не сквозные.

Чердачные перекрытия имеют на участке между осями 2—3 большие прогибы — до 10 см. На потолках мокрые пятна, частично с плесенью.

В деревянных конструкциях чердака (стропилах, стойках, подкосах и обрешетке) трещины сквозные и сеть очаги гниения.

Поверочные расчеты

Расчеты показали, что несущая способность стен и фундаментов достаточна.

Балки перекрытий между осями 2—3 имеют недопустимые прогибы.

Стропила, стойки, подкосы и обрешетка ненадежны из-за больших дефектов. По теплотехническим расчетам толщина утеплителя на чердачном перекрытии недостаточна.

Выводы

1. Конструкции чердака: стропила, стойки, подкосы, обрешетку необходимо заменить.
2. Балки чердачного перекрытия между осями 2—3 усилить, опирающиеся на них деревянные настилы заменить.
3. Убрать с чердачного перекрытия шлак, выполнить пароизоляцию и положить эффективный утеплитель.
4. Усилить фундаменты и стены на участках с трещинами.

Подписи: _____
председатель комиссии
_____ члены комиссии

Учебное пособие

Анатолий Андреевич Калинин

ОБСЛЕДОВАНИЕ, РАСЧЕТ И УСИЛЕНИЕ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

Редактор: *О.Е. Горячева*

Компьютерный набор и верстка: *М.В. Набокова, Ю.В. Козлова*

Компьютерный дизайн: *Д.А. Безруков*

Компьютерный дизайн обложки: *Н.С. Кузнецова*

Лицензия ЛР № 0716188 от 01.04.98. Сдано в набор 6.07.01

Подписано к печати 20.11.01. Формат 60х90/16.

Бумага газетная. Печать офсетная. II завод

Усл. 10 п. л. Заказ № 4707 Тираж 2000 экз.

Издательство Ассоциации строительных вузов (АСВ)

129337, Москва, Ярославское шоссе, 26, оф. 706

(отдел реализации – оф. 511)

тел., факс: 183-57-42

e-mail: iasv@mgsu.ru

<http://www.iasv.ru>

Отпечатано в ОАО «Дзержинская типография».
606025, г. Дзержинск Нижегородской обл., пр. Циолковского, 15.